THESE

présentée à

L'UNIVERSITE DE NANCY I

pour l'obtention du titre de

DOCTEUR-INGENIEUR

par

Marc DURAND

PROPRIETES GEOTECHNIQUES DES MARNES ET ARGILES DU TRIAS SUPERIEUR DE LORRAINE

---

soutenue publiquement le 29 Juin 1972
devant la Commission d'Examen

JURY

MM.	M. ROUBAULT,	Membre de l'Institut	Président
	J. HILLY		Examinateurs
	J. BIAREZ		

Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41551928_0023

THESE

présentée à

L'UNIVERSITE DE NANCY I

pour l'obtention du titre de

DOCTEUR-INGENIEUR

par

Marc DURAND

PROPRIETES GEOTECHNIQUES DES MARNES ET ARGILES DU TRIAS SUPERIEUR DE LORRAINE

---

soutenue publiquement le 29 Juin 1972
devant la Commission d'Examen

JURY

MM.	M. ROUBAULT,	Membre de l'Institut	Président
	J. HILLY		Examinateurs
	J. BIAREZ		

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

AVANT-PROPOS

Monsieur le Doyen Marcel ROUBAULT, Membre de l'Institut, m'a permis d'entreprendre à l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie, qu'il a créée et animée avec tant d'ardeur, ce travail de recherche présenté aujourd'hui. Je lui renouvelle l'expression de ma très sincère reconnaissance.

Qu'il me soit permis d'associer à ces remerciements pour le bon accueil qui me fut réservé à Nancy, Monsieur BLAZY, Directeur de l'E.N.S.G., ainsi que tout le personnel dont il assume la direction et auprès duquel j'ai toujours trouvé une aide bienveillante.

Monsieur le Professeur BIAREZ de l'Université de Grenoble m'a guidé de ses conseils dans la discussion des mesures de résistance mécanique sur les marnes. Je le prie de croire à ma très haute considération.

J'exprime également mes remerciements à Monsieur HILLY, Professeur à l'Université de Nancy I, qui a bien voulu accepter d'être membre du Jury.

Monsieur HOUPERT, Directeur du Centre de Recherches de la Mécanique des Roches et des Sols, a grandement guidé et facilité ce travail en acceptant d'en prendre la direction effective. Je lui témoigne toute ma gratitude pour les facilités accordées au sein de son laboratoire.

Le travail au Centre a été rendu particulièrement intéressant par les échanges et discussions avec les chercheurs du laboratoire, Messieurs SAVARY, THOMAS et TISOT, qui a contribué à la cor-

rection de ce manuscrit, ainsi que Messieurs DEMASSIEUX, POINTET et SOUDET de la section d'Hydrogéologie.

Les membres du personnel technique, Messieurs FLORENTIN, RAMBAUX et ZIMMER m'ont assisté dans la réalisation des montages et des essais, et je les en remercie.

Je ne saurais passer sous silence le travail, fastidieux parfois, mais accompli avec entrain et bonne humeur, de Madame LIZER, dans la mise au net de ce manuscrit.

Madame RECEVEUR, Messieurs DREUX et LEGROS ont également apporté une aide efficace à sa réalisation. J'adresse mes remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'achèvement de ce travail.

Mon séjour à Nancy a été rendu possible grâce à la générosité du Gouvernement Français qui m'a accordé une bourse de coopération technique. Le personnel du Centre Régional des Oeuvres Universitaires de Nancy a facilité avec dévouement la solution des problèmes matériels. Je leur rend témoignage du souvenir impérissable que je conserverai de ces trois années passées en France.

-=-=-=-=-=-=-=-=-=-

TABLE DES MATIERES

		Page
	- INTRODUCTION	1
Chapitre I	- QUELQUES POINTS DE LA GEOLOGIE DU TRIAS SUPERIEUR. . . .	5
	1.1 - Généralités.	6
	1.2 - Stratigraphie des étages du Keuper	6
	1.2a) Marnes irisées inférieures.	8
	1.2b) Grès à Roseaux - Marnes irisées moyennes.	8
	1.2c) Dolomie d'Elie de Beaumont.	9
	1.2d) Argiles de Chanville.	9
	1.2e) Marnes irisées supérieures.	9
	1.3 - Paléogéographie.	10
	1.4 - Sédimentation.	11
Chapitre II	- ETUDES GEOTECHNIQUES SUR LES MARNES DU TRIAS	14
	2.1 - Généralités.	15
	2.2 - Etudes géotechniques sur le Keuper en Grande-Bretagne.	15
	2.2a) Minéralogie	16
	2.2b) Structure	16
	2.2c) Plasticité et activité.	17
	2.2d) Résistance mécanique.	18
	2.2e) Catégories descriptives	19
	2.2f) Utilisation du matériau en remblai. . .	20
	2.3 - Etudes géotechniques en Lorraine	20
	2.3a) Marnes et argiles indurées.	21
	2.3b) Hétérogénéité dans l'épaisseur d'altération.	21
	2.3c) Compressibilité	22
	2.3d) Paramètres "c" et "Ø"	22
	2.3e) Etude du matériau compacté.	23
Chapitre III	- ETUDE DESCRIPTIVE ET D'IDENTIFICATION.	29
	3.1 - Etat et composition.	30
	3.2 - Classification en cinq zones ou catégories .	31
	3.3 - Etude descriptive des sondages	32

Page

3.4 - Remarques sur les surfaces de discontinuités 36

3.4a) Orientation 36
3.4b) Produits de remplissage 36

3.5 - Répartition des zones avec la profondeur . . 37

3.6 - Granulométrie, plasticité et activité des diverses catégories. 39

3.6a) Analyse granulométrique 39
3.6b) Plasticité et activité. 40

Chapitre IV - ESSAIS SIMPLES SUR LE MATERIAU INDURE. 52

4.1 - Comportement aux cycles séchage-mouillage. . 53

4.2 - Mesures de "cohésion" par l'essai de compression entre pointes. 56

4.2a) Généralités sur cet essai 56
4.2b) Etude expérimentale 57
4.2c) Conclusion. 61

4.3 - Mesures de "frottement" par cisaillement direct 61

4.4.- Conclusion 63

Chapitre V - COMPRESSIBILITE ET SURCONSOLIDATION. 70

5.1 - Généralités. 71

5.2 - Consolidation unidimensionnelle. 72

5.2a) Problème de la détermination de P_c et de C_c des essais sur matériaux intacts. 72
5.2b) Mesures sur matériaux remaniés. . . . 75

5.3 - Consolidation sous une contrainte isotrope . 76

5.4 - Cheminements de contraintes dans les essais de consolidation 77

5.5 - Paramètres hydrauliques. 80

5.6 - Consolidation secondaire 82

5.6a) Sols normalement consolidés 82
5.6b) Sols surconsolidés. 84

5.7 - Conclusion 84

Chapitre VI - ESSAIS TRIAXIAUX DE COMPRESSION. 99

6.1 - Introduction. 100

A) ETATS DE CONTRAINTE ET RUPTURE

6.2 - Espace de contrainte, critères de rupture et systèmes de représentation 101

6.2a) Espace des contraintes principales et systèmes de représentation simplifiés. 101
6.2b) Remarques sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb 103
6.2c) Enveloppes de rupture. 105
6.2d) Teneur en eau constante ou indice des vides constant 109

6.3 - Choix du point de rupture sur la fonction contrainte-déformation. 110

6.3a) Essais drainés 110
6.3b) Essais non drainés 111

6.4 - Cheminements de contraintes 111

B) UTILISATION DE LA THEORIE D'ECROUISSAGE PLASTIQUE

6.5 - Introduction. 114

6.6 - Espace τ, σ, w. 115

6.7 - Mesure graphique des divers paramètres. . . . 118

6.8 - Effet de durée. 119

C) ETUDE DES DEFORMATIONS

6.9 - Loi hyperbolique. 120

6.10 - Résistance mobilisée à diverses valeurs de déformation. 121

D) CORRELATIONS ET DISCUSSION DES PROPRIETES MECANIQUES

6.11 - Types de paramètres et types de corrélations 123

6.12 - Quelques corrélations et discussion. 126

6.12a) Compressibilité unidimensionnelle . . 126
6.12b) Paramètres de résistance. 127

6.13 - Conclusion 128

Chapitre VII - ETUDE MECANIQUE IN SITU PAR LE PENETROMETRE STATIQUE. . . 161

7.1 - Description de l'essai. 162

7.2 - Généralités sur l'interprétation. 163

7.2a) Milieux pulvérulents 164
7.2b) Milieux cohérents. 165
7.2c) Milieux à $\varphi \neq 0$, $c \neq o$ 166

7.3 - Résultats obtenus sur le Keuper 167

7.4 - Etude sur modèle réduit 169

7.5 - Interprétation par les équations de compressibilité. 171

7.6 - Conclusion sur l'utilisation du pénétromètre dans le Keuper. 174

Chapitre VIII - Etude REGIONALE DES PENTES NATURELLES. 182

8.1 - Généralités. 183

8.2 - Valeurs des pentes naturelles s r le Keuper en Lorraine. 184

8.3 - Discussion 185

- CONCLUSION GENERALE. 191

- ANNEXES

- REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES. 195

- Diagrammes de compression entre pointes. 200

- Abaque pour l'interprétation des diagrammes pénétrométriques 217

- NOTATION UTILISEE. 219

- SYNOPSIS 224

INTRODUCTION

L'étude des propriétés mécaniques d'une marne vise à la compréhension de l'effet des divers processus de diagenèse, puis d'altération, sur le matériau. Le schéma simple que l'on pourrait penser établir se complique par l'existence de deux types d'hétérogénéités. Il y a une hétérogénéité du *matériau* à divers points de vue (composition minéralogique, composition chimique, granulométrie, structures initiales créées lors du dépôt) et une hétérogénéité de *processus* de diagenèse et d'altération, tant dans la nature que dans l'intensité.

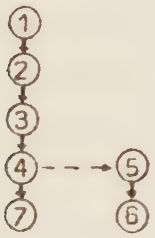
Le tableau de la page 2 résume les principaux points à retenir dans l'étude des marnes ou d'argiles indurées. La connaissance complète des propriétés géotechniques des marnes du Keuper supposerait l'évaluation de chaque propriété importante dans tout le volume des trois étages du Keuper. Par propriétés importantes, nous entendrons les paramètres intrinsèques, physiques et mécaniques, par lesquels il est possible d'évaluer le comportement du matériau sous diverses conditions de sollicitation. Une des préoccupations de cette étude sera de reconnaître et d'évaluer quels sont les paramètres intrinsèques.

Il n'est pas question de pouvoir arriver à la connaissance géotechnique complète du Keuper, étant donné son étendue et son hétérogénéité, tant verticale qu'horizontale. Précisons donc tout de suite que cette étude se cantonnera à des sites bien limités dans toute la zone d'affleurement de Keuper.

Dans les limites de la zone étudiée, nous tenterons de déceler les variations verticales (au travers de la stratigraphie) de quelques paramètres. Seule une étude des pentes naturelles nous permettra d'obtenir à l'échelle de la Lorraine, l'image d'un paramètre mécanique.

Mais ce qui nous a semblé primordial à ce niveau des études sur le Keuper, sur un matériau encore mal connu, fut de mettre en lumière certaines "règles de comportement", et de faire en même temps une réflexion critique sur les méthodes d'étude de laboratoire et de terrain. La géotechnique ne se définit

	LES PROCESSUS	LEUR EFFET SUR	
		LA NATURE (granulométrie, composition chim. et minér.)	L'ETAT (structure, compacité, état de contrainte)
1	TRANSPORT ET SEDIMENTATION	Arrondi des sables, évolution des argiles, ciment entre particules	Etat transitoire en évolution constante
2	ENFOUISSEMENT DIAGENESE ET METASOMATOSE	Cristallisation des sol., nouvel équilibre minér. créé par t° et pression	Consolidation, lithification, orientation w↓ σ↑ (équilibre)
3	DECOMPRESSION (en profondeur)	Transformations minér. anhydrite → gypse, recristallisation dans les diaclases	Décompression élastique avec fracturation w↑ σ↓ (instabilité)
4	ALTERATION	Lessivage et redistribution des éléments fins, quelques transformations minéralogiques	Destruction progressive de la structure dense, w↑ σ↓ (équilibre à la fin)
5	PRELEVEMENT TRANSPORT CONSERVATION	Lessivage et entraînem. de fines par les eaux de forage	Dépend de la qualité de la conservation ; cycles de contraintes nouveaux
6	CONDITIONNEMENT ESSAIS	—	w et σ changent
7	SOLLICITATIONS IN SITU IMPOSEES PAR UN OUVRAGE	Mêmes modifications que pour 3 et 4 possibles	Nouvel état de contrainte qui change l'état du sol



N.B.- Les processus 1, 2, 3 et 4 représentent l'évolution naturelle qui produit le matériau tel qu'on le trouve en place.

- Les processus 5 et 6 constituent l'évolution artificielle subie jusqu'au moment de l'essai ; la bonne pratique vise à maintenir l'effet de 5 minimal.
- Sur le terrain, le processus 7 se place à la suite du processus 4. Le conditionnement et l'essai visent à reproduire les mêmes effets et conditions, en laboratoire.

- t° : température,
- w : teneur en eau,
- σ : contrainte.

pas encore comme une science exacte aux lois rigoureuses. Elle connaît certains principes et leur application, qu'il n'est pas superflu de remettre en question, surtout lorsqu'on aborde l'étude d'un matériau nouveau. L'analyse critique des moyens d'investigations appliqués à un type de sol ne peut se faire qu'à la lumière de ce que l'on connaît du sol. La connaissance en ce domaine procède par étape : chaque connaissance nouvelle sur le matériau permet de mieux choisir ses moyens d'étude ; réciproquement, chaque essai et interprétation mieux adaptés apportent de meilleures connaissances.

En pratique, une étude géotechnique se fonde sur des résultats d'essais, effectués le plus souvent en laboratoire. Nous n'aborderons pas la question de la représentativité des échantillons, qui importe cependant. Considérons seulement l'éprouvette et la propriété mesurée en laboratoire ; la valeur lue sur l'appareil de mesure reflète la valeur du paramètre mesuré pour le sol à l'état où il se trouve au moment de l'essai. En faisant abstraction de l'erreur expérimentale, le paramètre que l'on cherche à évaluer dépend de tous les processus qui ont agi sur le sol jusqu'au moment de la mesure, depuis sa sédimentation jusqu'aux processus artificiels de prélèvement, transport, découpage et conditionnement avant l'essai. Certains de ces processus ont une action bien plus grande que les autres. L'interprétation des résultats d'essais et de mesures doit remonter en sens inverse les effets successifs de chaque facteur et fournir ainsi des corrélations utiles entre ceux-ci et les valeurs des paramètres. Les premiers obstacles à franchir sont, bien entendu, les derniers facteurs qui ont agi, c'est-à-dire tous ceux liés aux conditions d'essais et de prélèvement.

Le géotechnicien peut déjà s'estimer heureux s'il peut replacer mentalement le sol dans l'état où il existe réellement sur le terrain. Il y a des paramètres qui dépendent beaucoup du conditionnement, comme par exemple les paramètres qui se rapportent à la structure du sol ; d'autres ne changent pas avec des variations dans l'état du sol. Il y a des paramètres que l'on doit obtenir de toute façon, parce que c'est avec eux que l'on a établi les formules et les tables pour les calculs de fondations, mais il importe de préciser comment ils peuvent varier.

Nous brosserons tout d'abord à grands traits le tableau de ce que l'on connaît du Keuper (chapitres I et II), puis une étude descriptive (chapitre III) nous guidera dans la façon d'aborder l'étude mécanique (chapitres IV, V et VI).

Celle-ci sera limitée à quelques points qu'il nous a semblé important de clarifier. Comme application des données obtenues en laboratoire, nous discuterons ensuite des mesures mécaniques *in situ* par le pénétromètre statique (chapitre VII). Le dernier chapitre (VIII) discutera du lien qui peut exister entre une donnée topographique et un paramètre mécanique. En conclusion, nous ferons un rapide bilan de ce que l'on peut énoncer sur les propriétés géotechniques du Keuper comme on le rencontre dans les travaux de fondations, ainsi que des problèmes importants qui restent à résoudre.

Chapitre I

Page

- QUELQUES POINTS DE LA GEOLOGIE DU TRIAS SUPERIEUR -

1.1 - Généralités. 6

1.2 - Stratigraphie des étages du Keuper 6

1.2a) Marnes irisées inférieures. 8

1.2b) Grès à Roseaux - Marnes irisées moyennes. 8

1.2c) Dolomie d'Elie de Beaumont. 9

1.2d) Argiles de Chanville. 9

1.2e) Marnes irisées supérieures. 9

1.3 - Paléogéographie. 10

1.4 - Sédimentation. 11

FIGURES . . . . . 12 et 13

Chapitre I - QUELQUES POINTS DE LA GEOLOGIE DU TRIAS

1.1 - GENERALITES

Les connaissances obtenues depuis les premières études géologiques de CHARBAUT, ELIE DE BEAUMONT et LEVALLOIS nous aident à diriger notre étude géotechnique vers les problèmes particuliers du Keuper. Le géotechnicien ne peut tirer profit que de très peu de résultats et de mesures des études géologiques. Sur un site bien spécifique, les descriptions des formations, ainsi que les indications sur leurs positions et épaisseurs, constituent le plus souvent les seules données qu'il utilise en pratique.

Mais au niveau d'une étude de synthèse comme celle-ci, il convient de ne rien négliger qui puisse apporter quelque lumière. Comme nous l'avons mentionné dans l'introduction, les processus qui conditionnent le matériau tout au long de sa diagenèse et sa remontée vers la surface, sont tous des processus géologiques.

Nous rappellerons ici brièvement la géologie historique du bassin Lorrain au Trias, après avoir donné un aperçu du Keuper tel qu'il affleure actuellement en bordure est du bassin de Paris (fig. 1.1).

1.2 - STRATIGRAPHIE DES ETAGES DU KEUPER

Le Keuper constitue la série supérieure du système du Trias, dans son faciès germanique. La figure 1.2 représente l'échelle stratigraphique de ce faciès, proposée dans le lexique stratigraphique international : on y distingue clairement les trois parties lithologiques à l'origine de l'appellation Trias : grès - argile - calcaire. Il n'y a pas de nomenclature d'étage conforme aux règles de la stratigraphie et applicable actuellement au Trias lorrain et allemand, comme celle qui existe déjà pour la série marine du faciès triasique alpin. Certaines divergences existent aussi entre l'usage allemand et l'usage français en ce qui concerne les désignations stratigraphiques du Rhétien et de la Lettenkohle ; la Lettenkohle constitue pour les allemands le Keuper inférieur (Unterer Keuper) alors qu'en France, on la situe dans le Trias moyen, comme terme de passage entre le Muschelkalk et le Keuper (RICOUR, 1963a).

Les subdivisions du Trias supérieur en Lorraine sont les suivantes :

KEUPER	- Marnes irisées supérieures	e
SUPERIEUR	- Argiles de Chanville	d

KEUPER MOYEN	- Dolomie de Beaumont	c
	- Marnes irisées (bM) et Grès à Roseaux (bG)	b
KEUPER INFERIEUR	- Marnes irisées inférieures	a

La rareté des macrofossiles et microfossiles dans le Keuper n'a pas favorisé la définition d'étage par la paléontologie. Par contre, l'extension latérale de certains horizons (comme la Dolomie de Beaumont) en fait de très bons niveaux-repères. Les formations ont des caractéristiques à peu près constantes dans toute l'étendue du faciès germanique. Seules les épaisseurs varient. En Lorraine, la puissance du Keuper dépasse parfois 300 m, mais elle diminue vers le sud et vers les Vosges. Le tableau 1.1 rassemble les épaisseurs moyennes données par les auteurs des cartes géologiques.

Tableau 1.1 - EPAISSEUR DES SUBDIVISIONS DU KEUPER (en mètres)

	KEUPER SUP.		KEUPER MOYEN			KEUPER INF.
CARTES 1/50 000e	e	d	c	bM	bG	a
THIONVILLE-W.	35	10-25	5-6	3-7	10-15	60-70
UCKANGE	35	10-25	5-6	3-7	10-15	60-70
BOULAY	30	15-20	0	0	7-20	-
ST-AVOLD	35-40	15-30	0-7	8-10	20	100
SARREGUEMINES	30	25	3-5	8	1-4	200
CHATEAU-SALINS	35-40	20	3-5	8-10	16	200
SARRE-UNION	35-40	25	3-5	8	15-20	70
NANCY	35-40	20max.	8max.	5	15	120-160
LUNEVILLE	20	10	5	1-2	-	95 ou +
VITTEL	25-30	0	8	0,2-1	8-12	75-85
JUSSEY	30	0	10	4-5	-	-
LUXEUIL	20-40		8-10	5-6	0-10	60-100
LURE	16	10	8	15	-	100 ou +
BELFORT	16	16	8	15		100 ou +
VESOUL	18-20	12-16	10-18	8-15	3-19	100
CHATENOIS	20-30	7-8	7-8	0,2-2	8-30	100 +

1.2a) Marnes irisées inférieures

Elles sont constituées essentiellement de grandes épaisseurs de marnes et argiles de couleurs diverses alternées (gris, lilas, rouge, vert et noir), parfois sableuses, parfois dolomitiques, avec une bonne proportion de gypse à faible profondeur et d'anhydrite en sondage profond. Lorsque le sulfate apparaît sous forme gypseuse, c'est essentiellement en lentilles discontinues et en remplissage de fissures.

On rencontre aussi de nombreuses pseudomorphoses de cristaux de sel gemme aux contacts des couches sableuses ; les circulations d'eau dans ces horizons plus perméables ont favorisé la cristallisation du sel en cours de diagenèse, puis leur dissolution et moulage ultérieur par le sable (PLAZIAT et DESPRAIRIES, 1969).

Dans l'axe du synclinal de Sarreguemines, les marnes salées s'épaississent considérablement, en raison de l'existence d'une importante formation de sel, exploitée actuellement par le procédé de dissolution. En plus des lits cristallisés et massifs, le sel existe en remplissage de fissures. L'existence de cette importante formation de sel nous renseigne utilement sur le paléoclimat du bassin Keuper, décrit par P.L. MAUBEUGE (1950). La présence d'aussi grandes masses de sels solubles pose des problèmes géotechniques bien particuliers, liés à leur exploitation, ainsi qu'à leur dissolution naturelle (affaissements et tassements de terrain à Dombasle et Einville par exemple).

Le Keuper inférieur forme dans l'ensemble une série mal différenciée bien que puissante, très peu perméable, contenant de rares fossiles sauf dans la partie supérieure où l'on reconnaît parfois dans des marnes schisteuses et noirâtres des valves d'Esthéries, ainsi que des empreintes végétales sur les couches gréseuses.

1.2b) Grès à Roseaux (bG)

Au-dessus des marnes du Keuper inférieur, on rencontre une épaisseur très variable (même sur de faibles distances) de grès quartzeux argileux gris, beige ou jaune, parfois rubané de rouge et de brun, contenant toujours des feuillets de muscovite bien visibles sur les plans de stratification. A la base du Grès à Roseaux se rencontrent parfois des couches de lignite. En plusieurs endroits, l'origine fluviatile du Grès à Roseaux a été reconnue par la présence de stratification oblique et de chenaux divagants creusés dans les marnes gypsifères (DESPRAIRIES, PALAIN et PLAZIAT, 1966). Le grès passe latéralement à un faciès beaucoup plus argileux, souvent rouge, mais contenant aussi la muscovite et les empreintes végétales qui caractérisent ce niveau.

Marnes irisées moyennes (bM)

Elles n'ont qu'une faible épaisseur au sud de Nancy ; au nord, leur épaisseur croît jusqu'à une dizaine de mètres et elles contiennent du gypse en abondance. Ce sont des marnes bariolées, rouges, violettes, vertes et grises, avec quelques bancs gréseux.

1.2c) Dolomie d'Elie de Beaumont

Cette dolomie calcaire est dure et à cassure conchoïdale : par sa résistance relative à l'érosion, elle forme des cuestas aux environs de Lunéville et d'Epinal. Elle s'altère en dalles, d'où son autre nom de "Dolomie moellon". Les moellons glissent très souvent sur les versants argileux, ce qui fait qu'en affleurement, ce niveau se trouve souvent déplacé. La dolomie contient des zones anhydritiques qui se dissolvent dans la tranche d'altération. Elle est reconnue gélive dans la zone nord. En profondeur, les bancs massifs et à grains fins, parfois sublithographiques, sont blancs ; ils deviennent jaunes et rubanés dans les tons rouges plus près de la surface. Ce niveau constitue parfois un aquifère important. La dolomie existe à peu près partout avec une épaisseur constante de 5 à 9 m, sauf en Moselle où sa puissance diminue à quelques mètres, et près de Sierk où l'on signale une lacune (LAUGIER, 1963).

1.2d) Keuper supérieur - Argiles de Chanville

Le niveau qui surmonte la dolomie est constitué d'argiles rouges et imperméables, avec des intercalations de bancs gypseux et de bancs dolomitiques. Sur les versants, l'altération et le fluage mêlent ces argiles rouges aux moellons de la dolomie sous-jacente. Dans la partie nord, où le niveau est le mieux développé, on signale des lits ferrugineux. Les teintes vives et rouges distinguent les argiles de Chanville du reste du Keuper supérieur.

1.2e) Marnes irisées supérieures

Elles sont versicolores dans les teintes pâles (gris, vert, violet) avec de nombreux lits peu épais, de dolomie argileuse et de marne très indurée. La puissance de 30 à 40 m en Lorraine diminue en direction des Vosges et vers le Sud. Ce niveau contient des nodules siliceux. Le Keuper supérieur sert de mur au niveau aquifère situé dans les Grès infraliasiques qui le surmontent.

La tectonique de l'ensemble peut se résumer à un faible pendage ouest avec quelques ondulations. La structure générale forme un ensemble de dômes et cuvettes avec un grand synclinal hercynien d'axe Sarreguemines-Nancy. Quelques

grandes failles perpendiculaires à l'axe du massif vosgien et d'autres de faible rejet orientées SO-NE possèdent un réseau associé de fractures parallèles.

1.3 - PALEOGEOGRAPHIE

On connaît assez bien la paléogéographie de l'Est de la France aux temps triasiques. Nous résumerons ici les points principaux élaborés entre autres par RICOUR (1963b), WATERLOT (1963), WURSTER (1963) et YAPAUDJIAN (1963). Au début de l'ère secondaire, ce qui est aujourd'hui la Lorraine, constitue une portion d'une vaste zone néritique s'étendant jusqu'en Allemagne, et ne possédant que de très faibles reliefs de fond, ceux-ci ayant été comblés au Permien. La mer occupe le domaine alpin et se trouve séparée de la zone épicontinentale par des seuils marins. De légères fluctuations de niveau sur cette zone aplanie vont créer des transgressions de la Lorraine vers l'Ouest. La mer s'avance par épisodes sur un continent presque plat ; le climat sec favorise l'évaporation dans les étendues d'eau isolées par les faibles ondulations du relief. En Lorraine, une étendue marine semble avoir existé en permanence durant tout le Trias ; elle communiquait avec la mer par des seuils, étroits sans doute, puisqu'à plusieurs reprises cette étendue est devenue fortement sursalée et a formé des évaporites. Les dépôts formés sont marins, mais il semble bien que la profondeur de cette mer épicontinentale n'ait jamais été forte. La superposition, due à des crues, de vases et de sables à débris végétaux sur les évaporites indique la proximité du continent.

Au Trias supérieur, les niveaux du Keuper se déposent successivement de façon transgressive sur les dépôts précédents ; la mer s'avance vers l'ouest plus loin que Paris au Keuper supérieur. YAPAUDJIAN (1963) croit que le seuil ardenno-armoricain se trouve inondé à la fin du Trias, mettant ainsi en communication l'étendue marine lorraine et anglaise au Keuper supérieur.

Un peu avant cet épisode, dans tout le bassin keupérien des Ardennes au massif bohémien se situe la formation du Grès à Poseaux. Bien que peu épaisse, cette formation a une étendue considérable. Le bassin devait alors être transformé en vaste marécage où un système de bras méandriformes apportaient du N-E (selon WURSTER, 1963) des sables fins constitués de quartz anguleux et de quelques feldspaths.Entre les chenaux subsistaient d'importantes étendues d'eau stagnante, occasionnellement alimentées d'eau chargée de débris clastiques. Puis une nouvelle montée marine a ramené la sédimentation d'argiles et la précipitation directe en milieu sursalé de la Dolomie de Beaumont.

1.4 - SEDIMENTATION

Les teintes rouges et vertes des argiles se rattachent au coefficient d'oxydoréduction, ou rapport Fe^{+++}/Fe^{++}. La teinte rouge est héritée des sols permiens repris au cours des avancées marines du Trias. Le milieu sursalé et généralement réducteur est responsable des teintes vertes. Les variations de conditions locales ainsi que les fluctuations des niveaux marins (y compris les marées), sont tantôt responsables de la réduction partielle de dépôts rouges, tantôt responsables (selon AVIAS, 1962) de l'oxydation superficielle de vases côtières formées en milieu réducteur, mais émergées temporairement. Le mécanisme d'émersion périodique, proposé par J. AVIAS a l'avantage d'expliquer en même temps les concentrations de sels, notamment de sulfates, en minces couches, du fait de l'évaporation d'eau à l'air libre entraînant une réalimentation par la nappe phréatique salée toute proche.

LUCAS et BRONNER (1961) et LUCAS (1962) apportent d'utiles données sur la nature des minéraux argileux que l'on retrouve dans le Keuper. La fraction héritée du continent contient surtout de l'illite et aussi de la kaolinite pour certains dépôts littoraux. Selon la durée de son cheminement et la salinité du milieu de sédimentation, l'illite sera plus ou moins transformée, d'abord en minéraux interstratifiés irréguliers, puis en édifices interstratifiés plus réguliers, tels que la corrensite, et enfin vers le centre du bassin en chlorite.

L'étude de différents forages par LUCAS (1963) a montré qu'en Lorraine les argiles du Trias sont constituées essentiellement d'illite et de minéraux du type de la corrensite ; l'illite réapparaît en quantité dominante au milieu du Keuper supérieur. Les variations de faciès compliquent sans doute beaucoup cette image. LUCAS et BRONNER (1961) ont publié une très intéressante relation minéraux-faciès :

Sédim. Grossiers	Séd. Fins	Evaporites	Séd. Chimiques
min. micacés type illite	Chlorite	Corrensite	Illite et Interstratifiés

La nature des minéraux argileux dominants influe *a priori* sur les propriétés mécaniques d'un sol. Nous verrons cependant que pour le Keuper, les faibles différences de minéraux argileux voient leur influence masquée par l'effet plus prononcé de certains autres facteurs, comme par exemple la granulométrie et la structure.

Figure 1.1 : - Zone d'affleurement du Keuper dans l'Est de la France.

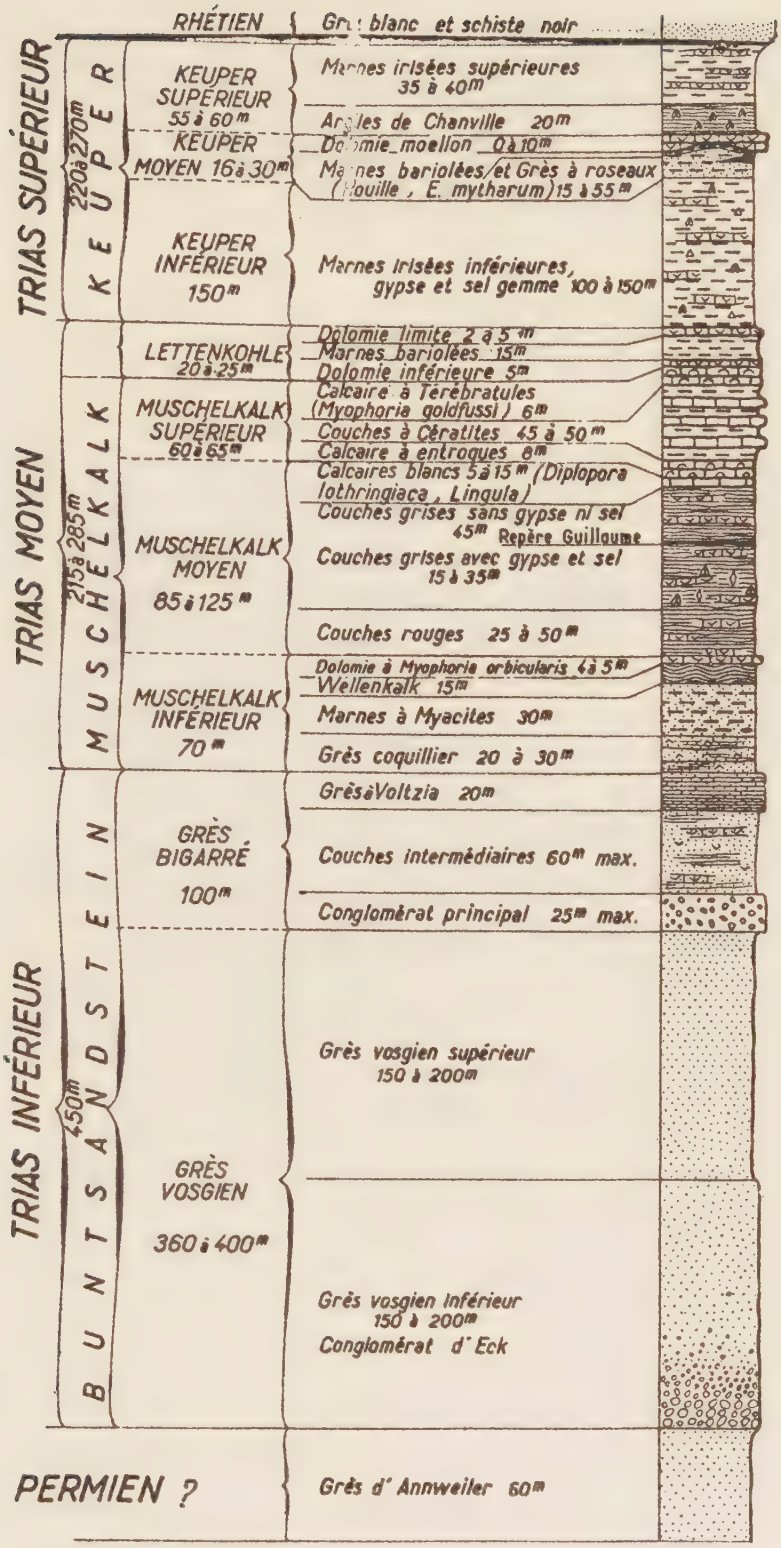


Figure 1.2 : - Echelle stratigraphique du Lexique international pour le Trias lorrain (RICOUR, 1963a).

Chapitre II

- ETUDES GEOTECHNIQUES SUR LES MARNES DU TRIAS -

2.1 - Généralités. 15

2.2 - Etudes géotechniques sur le Keuper en Grande-Bretagne. 15

2.2a) Minéralogie 16
2.2b) Structure 16
2.2c) Plasticité et activité. 17
2.2d) Résistance mécanique. 18
2.2e) Catégories descriptives 19
2.2f) Utilisation du matériau en remblai. . 20

2.3 - Etudes géotechniques en Lorraine 20

2.3a) Marnes et argiles indurées. 21
2.3b) Hétérogénéité dans l'épaisseur d'altération. 21
2.3c) Compressibilité 22
2.3d) Paramètres "c" et "Ø" 22
2.3e) Etude du matériau compacté. 23

FIGURES . . . . . 24 à 28

Chapitre II - ETUDES GEOTECHNIQUES SUR LES MARNES DU TRIAS

2.1 - GENERALITES

Nous restreindrons ce chapitre aux quelques études géotechniques portant sur des matériaux semblables à ceux que nous avons étudiés. Le nom de "marne" persiste, par tradition ou héritage d'appellation ancienne, à désigner de par le monde des dépôts très différents, si bien que dans la littérature, on trouve des qualificatifs associés tels que marne dolomitique, marne argileuse, argile marneuse, marno-calcaire, etc... qui ne réussissent pas toujours à clarifier l'appellation. La terminologie proposée dans l'"Essai de nomenclature des roches sédimentaires" (Paris 1961, Technip.) restreint l'appellation "marne" aux roches contenant entre 35 et 65 % de carbonate (ou d'argile).

Les dépôts argilo-calcaires sont très variés et leur étude géotechnique n'est guère aisée. On en trouve formés en milieux lacustres, lagunaires, marins et sursalins ; certains ont subi une importante diagenèse, d'autres ont conservé leur état plastique originel. Les variations de composition minéralogique dans un même type de dépôt en rendent déjà l'étude complexe. Les marnes déposées en milieu néritique sursalin au Trias supérieur dans le, ou les bassins Keuper et soumises ensuite à une consolidation importante, font actuellement l'objet d'études géotechniques en Grande-Bretagne, ainsi qu'en Lorraine. Les couches du Keuper n'ont qu'occasionnellement plus de 35 % de carbonate, et en Lorraine c'est souvent l'anhydrite qui joue le rôle de ciment en fort pourcentage (paragraphe 2.3a) ; au regard de la terminologie proposée, la composition du Keuper ne justifie pas toujours l'appellation "marne".

2.2 - ETUDES GEOTECHNIQUES SUR LE KEUPER EN GRANDE-BRETAGNE

Le "Keuper Marl" constitue au Royaume-Uni une série de 200 à 400 m de puissance qui affleure sur une bande de Bristol à Middlesbrough et s'élargit aux environs de Birmingham où elle a fait l'objet de recherches géotechniques depuis 1951 (fig. 2.1). L'épaisseur maximale du recouvrement subi par ce dépôt est estimée à 2 000 m.

En profondeur, le matériau se rencontre à l'état induré, fortement surconsolidé et fissuré ; l'altération l'amène, de façon hétérogène cependant,

à un état très ramolli et bien moins compact.

Un programme de recherches à long terme a été entrepris en 1962 à l'Université de Birmingham. Nous nous référerons aux publications de synthèse qui offrent d'intéressantes données de comparaison avec le Keuper de Lorraine. Les recherches ont porté sur la minéralogie et la structure (DUMBLETON, 1965 ; DAVIS, 1966, 1967, 1968 ; SHERWOOD, 1967), sur la plasticité et l'activité (DAVIS, 1968 ; KOLBUSZEWSKI, BIRCH et SHOJOBI, 1965), sur la résistance mécanique du matériau non altéré (CHANDLER, 1966, 1967) et altéré (CHANDLER, 1968, 1969 ; CHANDLER, BIRCH et DAVIS, 1968) ainsi que sur le compactage du matériau (SHOJOBI, 1965 ; BIRCH, 1967).

2.2a) Minéralogie.

L'analyse diffractométrique de 50 échantillons d'argile a montré que pour 80 % d'entre eux, la fraction argileuse est constituée d'un assemblage d'illite, de corrensite et de chlorite. Dix pour-cent de ceux prélevés dans les horizons supérieurs de la série ne contenaient que de l'illite. De la chlorite gonflante a aussi été détectée en quelques sites. La fraction non argileuse comporte toujours du quartz et des carbonates, le plus souvent en assemblage dolomite-calcite, ainsi que de l'hématite (4 à 8 % du tout). L'abondance du fer distingue le Keuper anglais des dépôts lorrains de la même époque.

DAVIS (1967) considère que les assemblages minéralogiques observés correspondent à un état d'équilibre et obéissent à la règle des phases de Gibbs. Dans le tétraèdre représentant les pourcentages relatifs des quatre constituants K_2O, CaO, MgO et Al_2O_3 , l'illite, présente dans tous les assemblages, occupe le sommet K_2O ; il est donc possible d'en faire abstraction et de n'étudier les compositions que sur la base du tétraèdre (fig. 2.2a). DAVIS a montré que sur ce diagramme ses analyses se situent selon deux assemblages possibles : 1°) l'assemblage calcite-dolomite-corrensite-illite, et 2°) l'assemblage dolomite-corrensite-illite.

En confrontant le rapport dolomite/calcite déduit de la règle des phases avec celui mesuré chimiquement (fig. 2.2b), on voit que l'équilibre est à peu près vérifié. Cette constatation importante ne peut cependant être généralisée à tout le Keuper.

2.2b) Structure.

Les deux types opposés-floculation et dispersion- que l'on utilise

en général pour différencier les états d'interaction physico-chimique d'une argile lors de sa formation, ne peuvent convenir au Keuper pour deux raisons :

1° - le milieu sursalin où les argiles se déposent simultanément ou alternativement à des précipités chimiques, produit une structure distincte de la simple floculation observée en milieu de faible salinité ;

2° - la grande consolidation subie en cours de diagenèse expulse l'eau et crée de nouvelles cristallisations et cimentations dans les pores.

DAVIS (1968) utilise une classification pédologique pour décrire les structures qu'il a observées. L'unité de base de la structure (désignée par le terme "ped") est un assemblage bien cimenté de particules argileuses ; cet assemblage est résistant et le terme floculé le décrit mal ; mieux vaut parler d'agrégation ou de cimentation.

Les granules (peds) ont un diamètre moyen de quelques centièmes de millimètre ; ils apparaissent donc dans la fraction silteuse à l'analyse granulométrique, lorsqu'ils sont individualisés. Une couche riche en hématite enrobe ces granules ; DAVIS la désigne par le mot "cutan". Les granules constituent les unités de base d'assemblages plus grands (secondary peds) de forme polyédrique à section trapézoïdale et allongée parallèlement au litage. Des plans de fissuration les individualisent. Ce type de structure s'observe de la façon la plus nette dans les horizons les moins magnésiens. La concentration en hématite autour des agrégats d'argile résulte selon DAVIS de leur dépôt en eaux peu profondes et agitées. L'hématite formée sur le continent et apportée dans le bassin est brassée avec les granules et les enrobe. L'enfouissement consolide l'assemblage. Ce ciment ferreux est moins résistant que celui qui lie les argiles dans les granules.

Plus au centre du bassin, en eaux plus profondes, les couches formées apparaissent nettement plus homogènes. La structure en agrégats d'argile existe sans doute, mais l'enrobage d'hématite la mettant en relief fait défaut.

2.2c) Plasticité et activité.

KOLBUSZEWSKI et al. (1965) situent dans les argiles inorganiques de moyenne à faible plasticité les identifications par limites d'Atterberg (fig. 2.3). Cependant les valeurs d'activité ($\frac{I_p}{\% < 2\mu} = A_c$, défini par SKEMPTON, 1953) apparaissent anormalement élevées dans les analyses où le pourcentage d'argile mesuré en granulométrie est faible (ex. fig. 2.4). DAVIS (1967) a défini l'indice

d'agrégation comme étant le rapport du pourcentage véritable de minéraux argileux, sur le pourcentage de particules < 2 µ (déterminé dans l'analyse granulométrique). Pour les échantillons étudiés, ce rapport varie de 1,4 à 9 ; l'analyse granulométrique standard sous-estime donc la proportion réelle d'argile dans les sols les plus agrégés. C'est une conséquence directe de l'existence des "peds" ou granules d'argile ; les valeurs d'activité de la figure 2.4, calculées comme le propose SKEMPTON, ne peuvent être interprétées comme pour d'autres sols. Nous reviendrons sur ce point au paragraphe 3.2.

2.2d) Résistance mécanique

Les essais mécaniques effectués par R.J. CHANDLER et son équipe, avec un appareil triaxial pouvant reconsolider le sol jusqu'à 80 kg/cm^2, montrent que les niveaux les moins altérés ont une enveloppe de rupture courbe dans le plan de Mohr. L'inclinaison de l'enveloppe près de l'origine est très grande (ex. 40,5° avec une cohésion c' = 0,93 pour une marne de King Norton ; voir CHANDLER, 1967). Pour les calculs pratiques, le domaine des sollicitations rencontrées est bien plus étroit que le domaine 0 à 80 kg/cm^2 exploré ; la portion de l'enveloppe à considérer peut être supposée droite. Les angles ϕ' semblent alors anormalement élevés pour ce type de dépôt. R.J. CHANDLER précise que le comportement mécanique en cisaillement dépend de la structure du sol. Dans le présent cas de marne dont la structure est à "granules", la destruction des agrégats n'intervient que sous fortes contraintes et après une grande déformation. C'est ainsi que les valeurs de résistance résiduelle contrastent avec les angles de résistance élevés mesurés sur les marnes intactes ; dans le cas de l'exemple cité plus haut, l'enveloppe de résistance tombe à 36° et c' = 0,87kg/cm^2 après le maximum. Sur des plans prédécoupés, on ne trouve plus que ϕ'_r = 28,5°, et sur des miroirs de faille formés in situ, l'angle tombe à ϕ'_r = 9°, ce qui représente l'état ultime où tous les agrégats sont détruits, libérant l'argile qui se réoriente dans le plan de rupture. Les chercheurs de Birmingham n'ont pas observé de différences entre les résultats d'essais menés sur des éprouvettes orientées perpendiculairement et parallèlement par rapport à la stratification, ni entre les essais drainés et non drainés (CHANDLER et al., 1968).

Dans les horizons plus altérés, la résistance mécanique se rapproche des valeurs résiduelles obtenues sur le matériau intact, mais le passage d'une limite à l'autre est progressif et ne peut être corrélé de façon simple avec une donnée classique, comme par exemple la profondeur ou les limites d'Atterberg.

2.2e) *Catégories descriptives*

Synthétisant les meilleurs résultats obtenus sur le Keuper à divers états d'altération, R.J. CHANDLER (1969) a proposé la classification suivante :

Tableau 2.1 - ZONES D'ALTERATION ADOPTEES POUR LE KEUPER EN GRANDE-BRETAGNE

	Zone	Description
Entièrement altéré	IV b	Matrice seule, molle et plastique
Partiellement altéré	IV a	Matrice "silteuse" et quelques fragments de marnes de faible dimension (quelques mm)
	III	Matrice et fragments de marnes intactes ("lithorelicts") de dimensions variables jusqu'à quelques cm, aux angles arrondis
	II	Blocs anguleux de marne intacte avec très peu de matrice molle, commençant à se former le long des diaclases
Non altéré	I	Marne (ou argilite) intacte, très souvent diaclasée

Cette classification descriptive constitue déjà un schème évolutif. La perméabilité en zone IV diminue par rapport à la zone III, par suite de la libération de plus en plus grande de particules argileuses. Les autres paramètres géotechniques évoluent aussi en passant de I à IV ; la dispersion des résultats demeure cependant forte. Au tableau 2.2, nous résumons les valeurs publiées pour différents paramètres et par zone.

Tableau 2.2 - VALEURS MOYENNES MESUREES POUR TROIS ZONES

Zone	γ_d	w %	I_p %	% < 2 µ	ϕ'	c' kp/cm^2	ϕ'_r	A_f
I	à 2,4 / 1,9	5-15	10-15	10-35	> 40	> 0,3	32-23	< 0
III	à 2,1 / 1,75	12-20	10-18	10-35	42-32	< 0,2	29-22	0-0,2
IV	à 1,35 / 1,85	18-35	17-35	30-50	32-25	< 0,2	24-18	> 0,2

La proportion de carbonate est toujours faible en zone IV mais très variable dans les zones I, II et III.

2.2.5) Utilisation du matériau en remblai

Les travaux [illegible] (1967) et [illegible] (1975) mettent en évidence certains problèmes pratiques qui apparaissent dans l'utilisation de la Zone IV marneuse pour la construction de remblais compactés. La tendance au feuilletage se trouve favorisée par le remaniement. Le compactage des fragments plus ou moins lithifiés peut créer une structure instable à long terme par suite du ramollissement des points de contacts initialement durs. Les agents chimiques de stabilisation améliorent les caractéristiques du matériau et le rendent partiellement hydrophobe ; la perte de résistance par immersion se trouve ainsi grandement diminuée. Par contre, la résistance à l'état sec et à la teneur en eau de compactage, décroît légèrement par suite de la réduction d'énergie de surface des particules, qu'entraîne la présence des groupements organiques. Les acides phosphoriques et polyphosphoriques, employés aussi comme agents de stabilisation, peuvent avoir une bonne efficacité. L'efficacité de l'acide phosphorique demeure cependant faible pour les matériaux riches en carbonate, car l'acide réagit d'abord avec celui-ci. D'autres recherches doivent cependant se poursuivre sur ce problème très complexe avant que des règles précises puissent être données.

2.3 - ÉTUDES GÉOTECHNIQUES EN LORRAINE

Le L.R.P.C. a effectué deux études géotechniques pour deux projets de construction en Lorraine dans la zone d'affleurement des marnes du Keuper. La première se rapporte à la portion de Charmes à [illegible] de la liaison fluviale [illegible] à grand gabarit. Sur cette tranche, environ 20 km de parcours se situent dans le Keuper ([illegible], 1966). La deuxième étude est celle du projet d'une digue en terre dans la vallée de [illegible] ([illegible], 1970), fondée entièrement dans les marnes du Keuper inférieur. Ces études à buts pratiques immédiats ont été accompagnées de recherches sur les problèmes fondamentaux que pose ce matériau : citons l'étude géotechnique de marnes [illegible] de A. [illegible] (1968), celle de [illegible] (1970) sur la distribution des tranches granulométriques et celle de [illegible] (1970) sur l'influence du [illegible] dans la mesure de la teneur en eau. Les recherches se poursuivent actuellement sur les phénomènes chimiques dans l'altération, ainsi que sur les marnes compactées. Nous présentons ici brièvement quelques-uns des points importants mis en lumière par ces études.

2.3a) Marnes et argiles indurées

La résistance à la compression simple mesurée sur 32 éprouvettes (26 dans le Keuper inférieur, trois dans le Keuper supérieur et trois dans les marnes du Keuper moyen) varie de 1 à 275 kg/cm^2, ce qui illustre la dispersion dans le degré de cimentation. Les valeurs les plus fortes furent obtenues sur des carottes non fissurées et cimentées par une matrice d'anhydrite. La présence de diaclases remplies de gypse abaisse la résistance. La limite inférieure en fait n'existe pas, puisque la fissuration et l'altération nous amènent jusqu'aux argiles les plus molles, qui elles ont été étudiées à l'appareil triaxial.

2.3b) Hétérogénéité dans l'épaisseur d'altération

Le rapport de l'étude Rhin-Rhône insiste sur un problème pratique à prendre en considération ; la fabrication d'éprouvette, comme d'ailleurs le carottage sur le terrain, n'est réalisable correctement que pour les deux types limites de matériaux rencontrés : les horizons bien cimentés et les couches les plus molles. Les difficultés deviennent quasi-insurmontables dans les horizons alternés de couches dures, mais très fissurées, et de couches molles. Les sondages de reconnaissance au pénétromètre statique sur le tracé du canal et sur le site de Froville confirment cette hétérogénéité mécanique. De cette hétérogénéité résulte le peu de corrélation entre les paramètres mécaniques et la profondeur, présentés dans les rapports techniques de Froville et de la liaison fluviale Rhin-Rhône.

Sur le site de Froville où la densité de sondages est la plus grande, on n'a pu que fixer une profondeur maximale au-delà de laquelle les couches molles deviennent l'exception, et une profondeur minimale au-dessus de laquelle ne se rencontrent que des argiles altérées. Malgré tout, dans chacune de ces zones, la dispersion des résultats reste grande. Les limites d'Atterberg présentent une meilleure corrélation, puisqu'elles évoluent sensiblement depuis les argiles peu plastiques jusqu'au début du domaine des argiles très plastiques (voir la figure 2.5 a et b). On trouve en Lorraine des mêmes valeurs de plasticité que pour le Keuper de Grande-Bretagne. Nous reproduisons un exemple type de l'évolution des valeurs de w, w_p et w_l sur la figure 2.6 (a) tirée du rapport de la liaison fluviale : pour un sondage dans le Keuper inférieur, les valeurs de teneur en eau, bien que dispersées, diminuent avec la profondeur. En (b) à la même échelle, nous opposons un essai pénétrométrique réalisé à côté du sondage, qui illustre la très grande hétérogénéité mécanique. Le niveau piézométrique dans cet exemple se situe à environ 1 m de profondeur. Dans les deux

premiers mètres, les processus pédologiques plus actifs font croître les limites de moitié ($w_l \geqslant 60$ %).

2.3c) Compressibilité

Les valeurs de l'indice de compression C_c données dans les rapports vont de 0,05 à 0,30. Ces mesures effectuées de façon classique en consolidation unidimensionnelle jusqu'à des pressions de 10 et 15 kg/cm^2 , n'ont cependant que rarement atteint la partie vierge de la courbe de consolidation ; de ce fait, les valeurs de C_c se trouvent sous-estimées. Dans le domaine habituel des sollicitations par construction de digues, fondations et remblais, le Keuper demeure surconsolidé, même lorsque bien altéré. Ce point particulier mérite une discussion plus élaborée, aussi y avons nous consacré le chapitre V. La corrélation de la compressibilité mesurée, avec la profondeur, tentée par R. HOUPERT et J.-P. ASTE (1969) (leur figure n° 14) ne donne pas non plus de tendance discernable pour les raisons mentionnées en 2.3b.

2.3d) Paramètres "c" et "ϕ"

Vingt-quatre essais triaxiaux pour l'étude Rhin-Rhône et cinq dans le rapport sur la digue de Froville ont été réalisés dans les argiles et marnes prélevées par sondages. A l'exception d'un essai drainé, tous sont des essais non drainés de compression triaxiale effectués avec l'appareillage Whykeham-Farrance. On peut résumer les résultats en quatre points :

- L'étude de la liaison fluviale a été réalisée sur éprouvettes qui n'ont pas été préalablement saturées par une contre-pression. Bien que les mesures de teneur en eau indiquent des degrés de saturation voisins de 100 %, la pression interstitielle se développait en fait très mal, comme le constatent les auteurs du rapport. Le maximum du déviateur coïncide avec le maximum du rapport σ'_a / σ'_r dans presque tous les cas.

- Les essais consolidés - non drainés sur les éprouvettes de Froville ont tous été soumis à une contre-pression visant à assurer la saturation parfaite, ce qui était contrôlé par une mesure du rapport $\Delta u / \Delta \sigma$*. La contre-pression nécessaire était égale ou supérieure à 2 kg/cm^2. Les cercles tracés au maximum du déviateur diffèrent des cercles tracés au maximum du rapport des contraintes effectives.

- Pour les deux études, les paramètres c et ϕ qui s'ajustent sur les cercles de Mohr donnent des valeurs très dispersées : c' varie de 0,1 kg/cm^2

---

* u : pression interstitielle.

à 0,5 et l'angle ϕ' varie de 20 à 40°, dans le domaine des pressions employées (de 0 à 4 bars de pression isotrope).

- Dans tous les essais sur le Keuper, on obtient rarement un ajustement parfait de tous les cercles sur une seule enveloppe rectiligne, ou incurvée. Deux exemples, illustrant ce que l'on obtient sur un diagramme de Mohr, permettront de mieux saisir la difficulté à laquelle on se bute. La figure 2.7a représente les trois cercles de Mohr pour trois cisaillements où le maximum de la différence des contraintes $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ coïncide avec la maximum de leur rapport (σ'_a / σ'_r). Il est logique d'obtenir une enveloppe incurvée pour une argile surconsolidée ; cependant, l'enveloppe coupe l'ordonnée à une valeur négative, ce qui est impossible. On pourrait attribuer cette ordonnée négative à une mauvaise mesure de pression interstitielle du fait d'une saturation incomplète, mais ce n'est pas la seule interprétation possible. Le deuxième exemple pris dans les résultats de Froville illustre un autre cas fréquent : aucune enveloppe, droite ou incurvée, ne peut s'ajuster parfaitement. Les paramètres c et ϕ sont donnés par la droite moyenne. Dans certains cas, un des cercles se trouve à l'intérieur d'un autre. De toute évidence, cette non-concordance d'essais réalisés sur des éprouvettes provenant du même horizon, témoigne d'une "hétérogénéité mécanique". Cela conduit à prendre des paramètres c et ϕ avec un facteur d'incertitude pessimiste. L'objectif majeur de notre étude mécanique du chapitre VI sera d'exposer une méthode pratique pour contourner cette hétérogénéité de résistance mesurée.

2.3e) Etude du matériau compacté

CLAISSE et THUILLIER (1970) ont mesuré sur des argiles provenant de Froville des angles de résistance pour le matériau compacté variant de 22° à 28°, pour des cohésion c' passant inversement de 0,1 à 0,0 kg/cm^2. Le remaniement partiel dû au compactage rend les éprouvettes sensibles au gonflement. Celui-ci ne se produit pas pour des éprouvettes maintenues sous des pressions isotropes égales ou supérieures à 0,7 bar, selon ces auteurs.

On retrouve dans l'interprétation des essais mécaniques sur les matériaux compactés les mêmes problèmes de dispersion que dans les résultats des essais intacts.

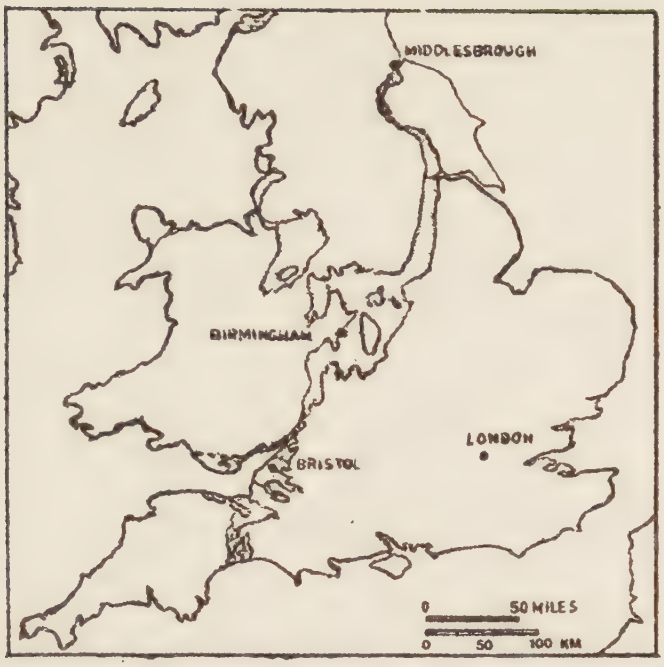


Figure 2.1 : - Carte de la zone d'affleurement du Keuper en Grande-Bretagne (KOLBUSZEWSKI et al., 1965).

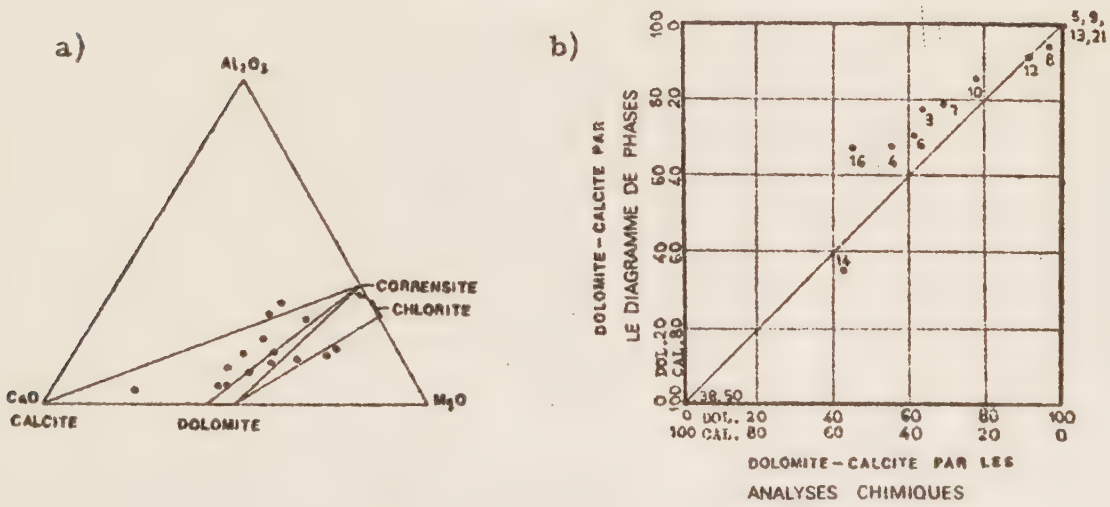
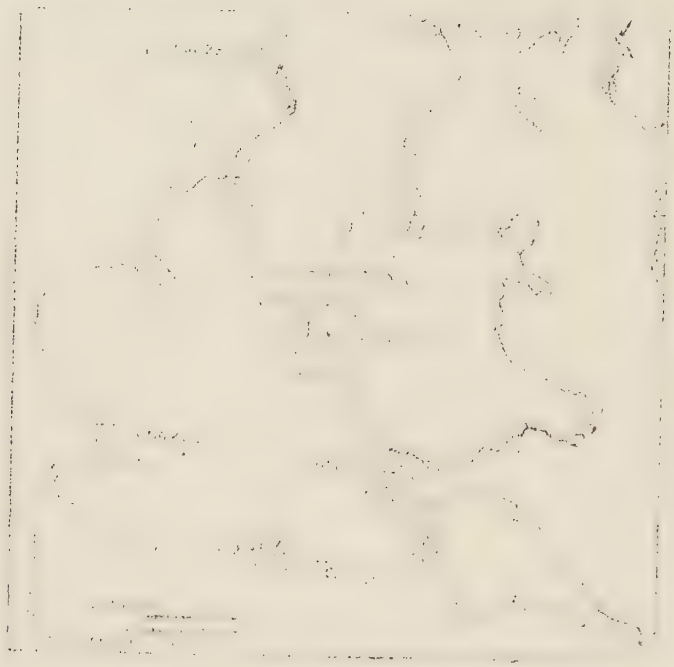
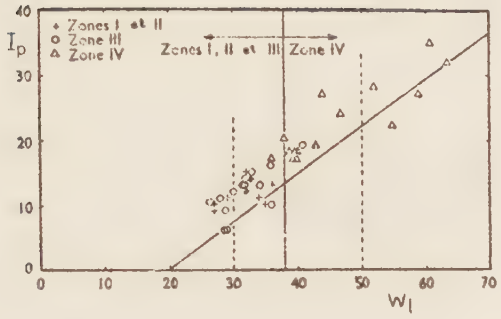


Figure 2.2 : - a) Diagramme de phases à trois sommets.
- b) Comparaison des rapports Dolomite/ Calcite calculés de deux façons.





(Les zones I,II,III et IV se rapportent au tableau 2.1 de la page 19).

Figure 2.3 : - Diagramme de plasticité pour les mesures sur le Keuper (CHANDLER, 1969).

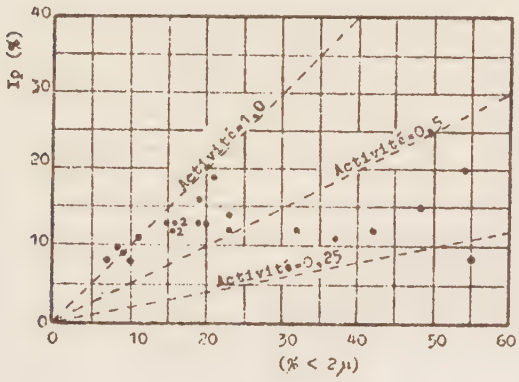
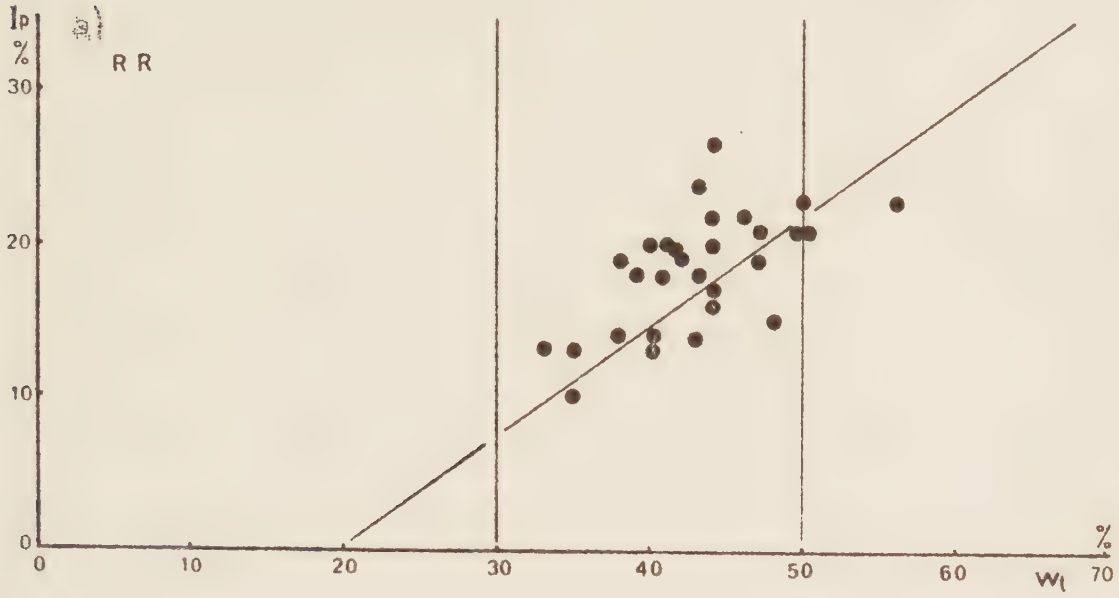
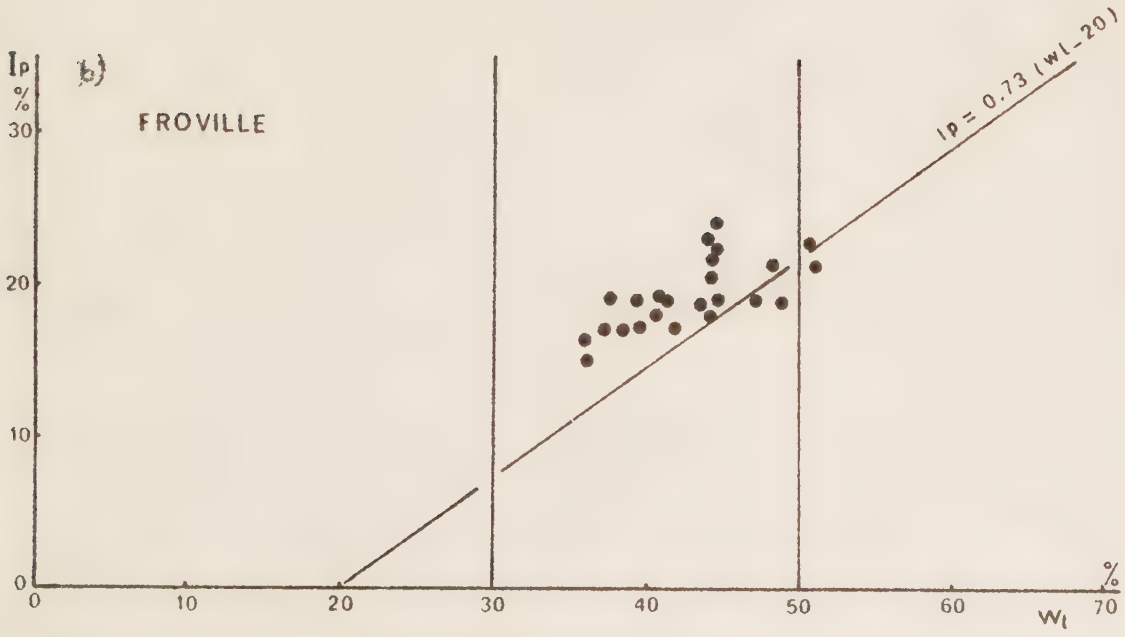


Figure 2.4 : - Valeurs du rapport $\frac{I_p}{(\% < 2\mu)} = A_c$ (DAVIS, 1967).

Figure 2.5 : - Diagrammes de plasticité des marnes et argiles du Keuper lorrain.
- a) Etude de la liaison fluviale à grand gabarit (Rhin-Rhône).
- b) Etude sur le site de la digue de Froville.





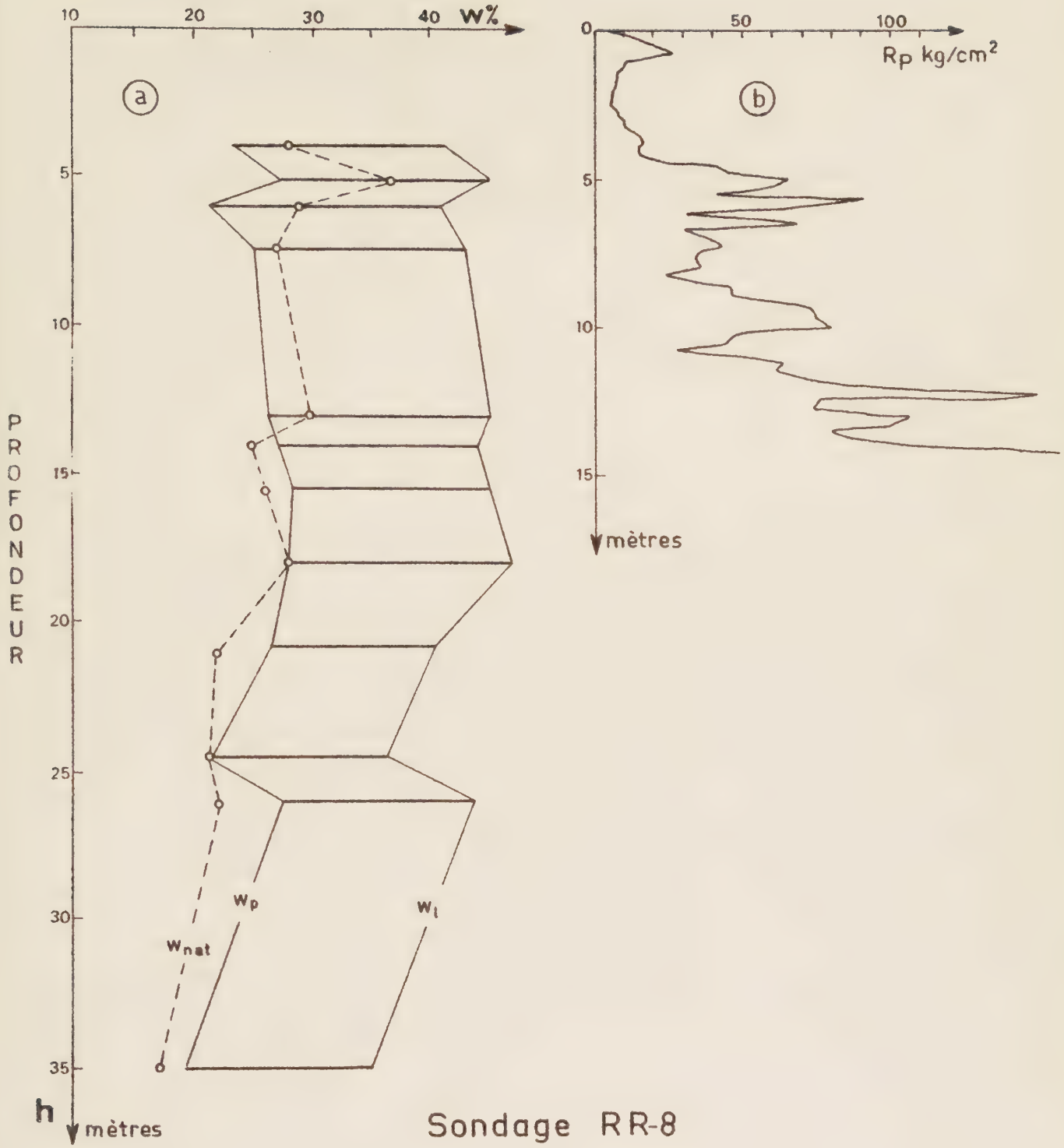


Figure 2.6 : - a) Exemple de variations avec la profondeur de la teneur en eau naturelle et des limites d'Atterberg.

- b) Résistance à l'enfoncement statique au même endroit.

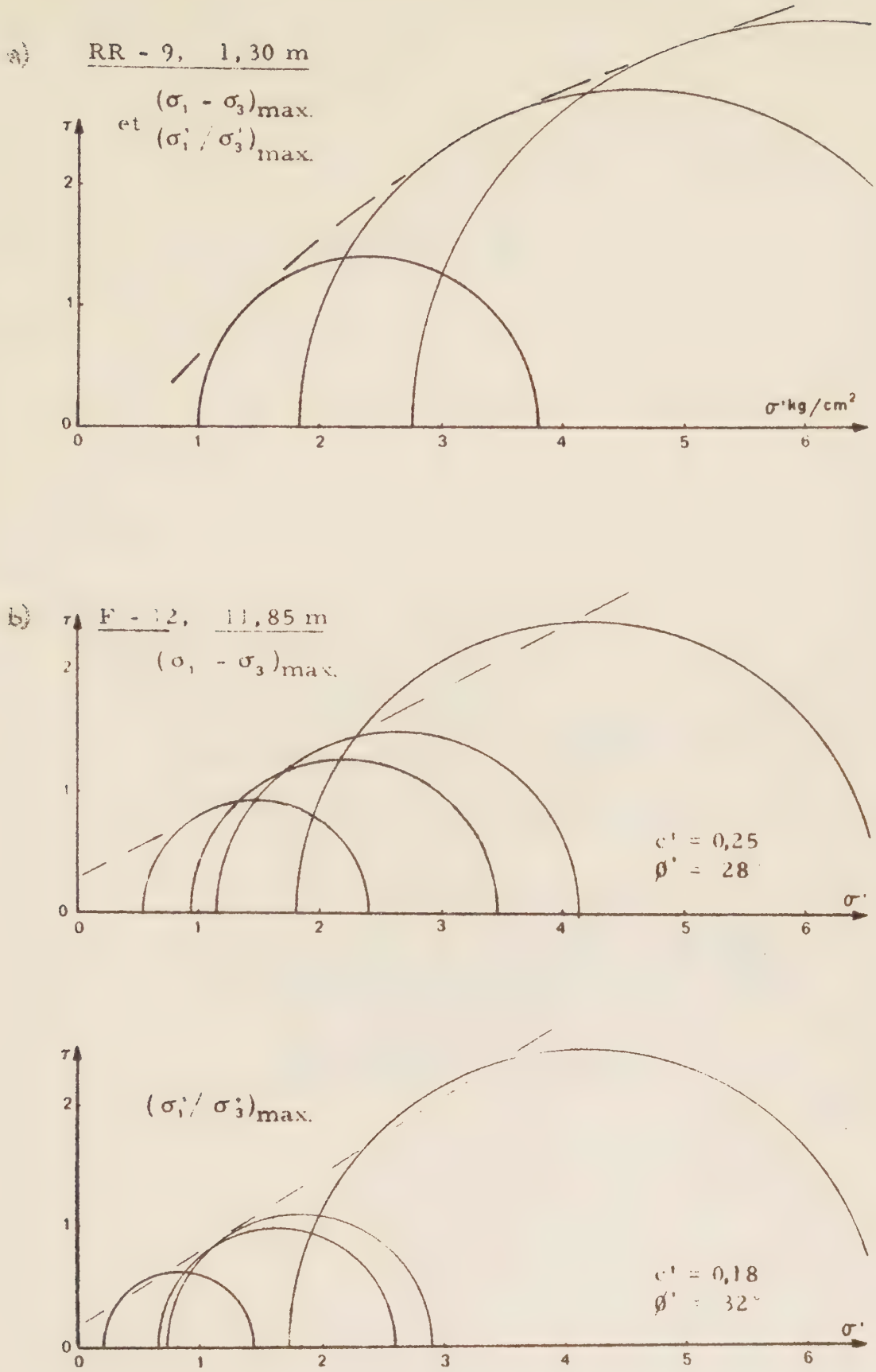


Figure 2.7 : - Enveloppes de Mohr obtenues pour les deux choix de cercles avec ($\sigma_1 - \sigma_3$)$_{max.}$ et (σ_1' / σ_3')$_{max.}$,
- confondus en (a),
- distincts en (b).

Chapitre III

Page

- ETUDE DESCRIPTIVE ET D'IDENTIFICATION —

3.1 - Etat et composition. 30

3.2 - Classification en cinq zones ou catégories . 31

3.3 - Etude descriptive des sondages 32

3.4 - Remarques sur les surfaces de discontinuités 36

3.4a) Orientation 36

3.4b) Produits de remplissage 36

3.5 - Répartition des zones avec la profondeur . . 37

3.6 - Granulométrie, plasticité et activité des diverses catégories. 39

3.6a) Analyse granulométrique 39

3.6b) Plasticité et activité. 40

FIGURES. . . . . 44 à 51

CHAPITRE III - ETUDE DESCRIPTIVE ET D'IDENTIFICATION

Etant donné l'hétérogénéité du matériau tel qu'il se rencontre en sondage et en tranchée, une étude descriptive s'impose pour comprendre et discerner les facteurs qui affectent le plus les paramètres mécaniques. Nous verrons dans ce chapitre quelles sont les variations dans les propriétés non mécaniques, avant de tenter de les relier (chapitre VI) aux propriétés mécaniques elles-mêmes.

3.1 - ETAT ET COMPOSITION

Il y a deux points importants à considérer dans la description des argiles et marnes :

1° - la *composition* du matériau, c'est-à-dire le résultat des processus de formation : granulométrie, minéralogie, etc....

2° - l'*état* du matériau, c'est-à-dire ce qui caractérise sa structure (elle peut par exemple être dense et héritée intacte de la surconsolidation, ou encore être à un état plus ou moins avancé d'"altération").

Par "facteurs d'altération", nous entendons tous les processus modifiant la structure qui existe à l'état intact, comme elle se présente en grande profondeur par exemple. La *composition* peut parfois évoluer avec l'altération.

La nomenclature pétrographique peut décrire assez justement la *composition* d'une marne ; elle fait la distinction entre argile, argile calcaire et marne pour des matériaux contenant respectivement moins de 5 %, entre 5 et 35 % ou 35 à 65 % de carbonate. Elle ne correspond pas cependant à une bonne classification au point de vue de la géotechnique. Le pourcentage de carbonate n'affecte pas directement la résistance puisque le carbonate peut tout aussi bien constituer un squelette continu, être concentré dans des lentilles ou nodules, ou être disséminé dans la masse sans posséder de rigidité propre. Pour les marnes du Trias, deux phénomènes complémentaires s'ajoutent : le carbonate est constitué en proportion variable de calcite et de dolomite, et dans les niveaux non altérés, c'est souvent le sulfate, plus abondant, qui assure la rigidité du squelette. Les "zones d'altération" proposées par CHANDLER (1969) se rapprochent plus d'une classification d'utilité géotechnique, car elles décrivent en plus l'*état*. L'examen et

l'identification d'une zone se font visuellement.

3.2 - CLASSIFICATION EN CINQ ZONES OU CATEGORIES

Pour les marnes et argiles de Lorraine, nous avons senti très tôt le besoin de préciser un peu plus les zones définies par CHANDLER et la nomenclature adoptée finalement est celle de la figure 3.1. Les divisions se fondent essentiellement sur les proportions relatives de "matériau intact" et de "matrice". L'expression "matériau intact" désigne les marnes (35 à 65 % carbonate) ou les argiles (< 35 % carbonate) qui peuvent avoir différentes duretés, être plus ou moins calcaires, silteuses, ou même sableuses. Le matériau intact, lorsqu'il constitue l'ensemble, est en général diaclasé ; les sous-catégories IA, IB et II ont trait à la description de carottes ou d'éprouvettes d'essais, et précisent, à l'échelle du centimètre et du décimètre, l'absence ou la présence de fissures, remplies de gypse ou ouvertes.

La "matrice" désigne tout le matériau mou ou ramolli (c'est-à-dire formé par altération de matériau initialement dense). Dans la catégorie III, la proportion de matrice demeure inférieure à 50 % ; le matériau garde alors l'appellation de la fraction intacte selon la logique d'une nomenclature. Comme cependant nous visons un but essentiellement pratique et que nous cherchons à obtenir une classification adaptée à la géotechnique, il nous a semblé nécessaire de subdiviser la catégorie III en deux sous-catégories. La présence de plus de 15 % de matrice molle fait dépendre la résistance de l'ensemble de la résistance de la matrice ; c'est la raison de la coupure à 15 % dans la catégorie III. En zone IV, les paramètres mécaniques de la résistance du sol représentent à peu de chose près ceux de la matrice, malgré la résistance bien plus élevée des fragments de matériau intact (appelés "lithorelicts" par BREWER, 1964), qui "flottent" dans la masse.

Au point de vue compressibilité, c'est le pourcentage réel en volume de chaque constituant qui détermine la compressibilité de l'ensemble. Nous reviendrons sur ce point au paragraphe 5.2.

La catégorie V (qui correspond à la catégorie IV B de CHANDLER, 1969) doit être mise à part car elle représente l'étape ultime de l'altération ; les propriétés mécaniques ainsi que les limites de plasticité y diffèrent beaucoup parfois de celles de la zone IV, du fait des transformations se poursuivant dans la matrice elle-même. Nous en discutons en 3.6.

La classification en cinq zones d'altération par examen visuel et tactile des matériaux, telle que donnée au tableau 2.1 (p. 19) ou à la fig. 3.1, propose implicitement une suite évolutive dans l'altération d'une marne. Lorsqu'appliquée à la description d'une coupe de terrain, elle peut servir à évaluer les proportions relatives des matériaux à divers états de résistance ; cependant, on ne doit pas oublier qu'elle n'est qu'une description quantifiée et que les horizons de dépôts n'ont pas tous été cimentés au même degré ; certains lits très argileux et surconsolidés se retrouvent très rapidement à l'état d'argile molle (zone V) sans vraiment qu'il soit possible d'affirmer que cette couche a subi une altération plus intense.

En toute rigueur, cette classification ne peut représenter des étapes équivalentes dans les processus de l'altération, que pour des matériaux identiques à l'état intact. L'hétérogénéité initiale du dépôt rend plus difficile l'utilisation de cette classification pour comparer l'altération de deux horizons initialement différents. Nous avons effectué une étude descriptive détaillée des sondages disponibles au Laboratoire de Mécanique des Roches et des Sols de l'E.N.S.C., en vue de vérifier l'utilité de la classification.

3.3 - ETUDE DESCRIPTIVE DES SONDAGES

Pour préciser la catégorie, la description comprenait :

1° - pour l'ensemble :

- un chiffre de 0 à 7 représentant la qualité et l'état de conservation de la carotte examinée ;
- le nom pétrographique (argile, argile calcaire, marne, dolomie, etc...), lié au composant le plus abondant ;
- des qualificatifs pour les composants secondaires (sableux, silteux, gypseux, etc...) ;
- la (les) couleur (s) ;
- la structure, la texture, le pourcentage de matrice, etc... ;

2° - pour la matrice :

- sa plasticité (0, si non plastique ou sableux) ;
- le degré d'effervescence à l'acide (fort, faible ou nul) ;

3° - pour les matériaux intacts :

- la forme des fragments (par un chiffre donnant le rapport de la

longueur sur l'épaisseur) ;

- leur taille moyenne (diamètre moyen en mm) ;
- leur dureté estimée entre les doigts : mou, semi-dur, dur (s'écrase entre les doigts avec une forte pression) et très dur (ne peut être écrasé à la main), en précisant si cette dureté résulte d'une dessiccation partielle ;
- le comportement au mouillage (0 à 4) voir p. 53 ;
- le degré d'effervescence à l'acide ;

4° - pour les marnes et argiles indurées sans matrice :

- le pendage des diaclases dominantes ;
- leur remplissage (une lettre désignant le gypse, l'oxydation des faces, etc...) ;
- le pendage des deux plus importants groupes de diaclases ;
- leur remplissage ou oxydation.

Les matériaux de Froville ont été observés en place par des tranchées de 1 à 3 m de profondeur, ainsi que sur les carottes de sondages dès leur prélèvement. En ce qui concerne la liaison fluviale Rhin-Rhône, dont l'étude est antérieure à celle de Froville, l'examen a été fait sur des carottes de sondages qui n'étaient pas toujours très bien conservées ; certaines dataient déjà de deux ans et s'étaient en partie desséchées malgré l'emballage d'aluminium paraffiné.

Cette étude descriptive apparaît très limitée dans le volume total que représente le Keuper en Lorraine. Les observations qui suivent, et les essais commentés dans ce texte, ne reflètent donc qu'une faible portion de l'ensemble. Pour situer les matériaux étudiés, nous avons schématisé les trois subdivisions du Keuper par une projection dans un plan(Z' , Y) où Z' représente les épaisseurs des formations et les positions stratigraphiques, et Y, la coordonnée Lambert du quadrillage kilométrique 1 - Zone Nord ; les traits verticaux sur la figure 3.2 représentent les sondages situés dans le Trias supérieur.

Les 13 points suivants résument les observations que nous avons ainsi analysées et comparées.

1 - Les matériaux de la catégorie IA représentent, soit des marnes grises, riches en anhydrite et encore soumises à vingt mètres et plus de recouvrement, soit des bancs de dolomie pâle et non altérée. Très peu de carottes prélevées se situent dans cette catégorie (à l'exception des bancs épais de la Dolomie de Beaumont) sans doute en raison des profondeurs limitées des sondages.

2 - Beaucoup plus de carottes correspondent aux catégories IB et II. Les marnes avec fissures injectées de gypse (IB) ne se retrouvent qu'exceptionnellement à des profondeurs inférieures à 10 mètres. Par contre, on retrouve des bancs de marnes indurées, mais fortement diaclasées (catégorie II), jusqu'à des profondeurs très faibles (5 mètres environ).

3 - Les bancs dolomitiques, souvent vert pâle, apparaissent homogènes à l'échelle macroscopique ; les diaclases qui les fragmentent en blocs polyédriques peu allongés, sont fréquemment incurvées et oxydées. Ces matériaux résistent bien à l'essai de mouillage rapide (voir p. 53).

4 - Les argiles calcaires, indurées et diaclasées, ainsi que les marnes dures et semi-dures, sont très sensibles à une dessiccation partielle suivie d'un mouillage. Certaines boîtes de sondage, ayant subi l'altération météorique, ne contenaient plus que des carottes entièrement détruites et pulvérisées en petits fragments.

5 - Les fragments de matériaux intacts apparaissent le plus souvent limités par des plans de délitage, recoupés par des diaclases à 30° ou 80°. Leur taille varie de 1 cm à 1 mm. La forme est d'autant plus aplatie que le contenu d'argile est élevé. Les lits peu carbonatés et très argileux sont finement lités, et de couleur gris foncé à noir.

6 - La dureté se relie assez bien à la zone d'altération : dur ou très dur en zone II, semi-dur en zone IV.

7 - L'angularité des fragments évolue avec le pourcentage de matrice formée : les arêtes sont vives en zone II et s'émoussent en zone III.

8 - La taille des fragments de matériau intact évolue de même, car les gros blocs, initialement découpés par les premières diaclases, continuent à se diaclaser. Il y a plusieurs générations de diaclases, les plus récentes étant les moins oxydées. La taille des fragments ne peut cependant constituer un bon indice de comparaison d'un matériau à un autre, car, en zone II, la densité de la fissuration initiale varie beaucoup avec la composition.

9 - Les petits blocs de matériau intact des catégories II et IIIA ont des faces extérieures tâchetées ou recouvertes d'oxyde noir ou jaune ; ils possèdent en plus dans leur masse un réseau de diaclases virtuelles qui se manifestent à l'écrasement ou au mouillage. En section polie, on observe une bordure vert pâle épaisse de 1 mm environ, qui marque la trace des diaclases virtuelles. Les phénomènes d'altération chimique semblent suivre étroitement

les hétérogénéités de contraintes à toute petite, comme à grande échelle.

10 - La matrice se forme aux dépens du matériau intact ; en plus, le matériau induré subit un ramollissement progressif quand il ne possède pas un squelette de carbonates ou de sulfates, continu et assez résistant pour empêcher tout gonflement. La remobilisation du sulfate (anhydrite → gypse) désorganise la rigidité du ciment, sauf pour les bancs nettement calcaires ou dolomitiques.

11 - Les zones les plus sableuses, et les zones où la dissolution des lentilles de gypse crée une forte perméabilité, sont celles où l'on observe l'altération la plus avancée.

12 - La matrice dans les matériaux des catégories III et IV apparaît presque toujours silteuse, alors qu'elle devient très plastique et très argileuse en zone V. L'observation seule ne permet pas de déterminer s'il y a passage évolutif du matériau silteux au matériau argileux ; on peut le supposer, car les argiles de catégorie V s'observent presque exclusivement dans les deux premiers mètres de terrain. Au binoculaire, on peut voir que le "silt" se compose pour une bonne moitié de grains qui peuvent être écrasés et défaits dans l'eau. On ne peut cependant généraliser cette structure à tous les matériaux car elle ne s'observe que pour les marnes et argiles calcaires indurées. Parfois on retrouve des zones V à plus grande profondeur pour des couches ayant toujours été très argileuses et peu cimentées, ainsi que pour des niveaux remaniés par des phénomènes de glissement lent de versants.

13 - Le problème des grains de dimension silt grossier ou sable fin (20 à 80 µ) n'est pas facile à élucider. Nous avons complété nos observations par une étude au microscope de quelques lames minces avec et sans imprégnation de résine colorée. Les fragments de marne intacte apparaissent aphanitiques, homogènes. Ils ont une structure orientée, comme en témoigne une faible extinction parallèle en nicols croisés. La matrice plus hétérogène contient beaucoup de petits grains calcaires d'un diamètre moyen égal à 40µ. L'argile est partiellement agglomérée en granules de cette même taille. Il y a toujours un certain pourcentage de grains de sable de quartz.

Les structures observées par DAVIS (1968) ne s'appliquent que partiellement à nos observations. L'hématite n'apparaît pas aussi abondante que dans le Keuper de Grande-Bretagne.

En Lorraine, c'est le carbonate qui paraît cimenter les argiles ensemble et les maintenir en agrégats de la dimension d'un silt grossier ou d'un sable fin. Ce n'est que lorsque les carbonates disparaissent par dissolution dans les premiers mètres du sol que les argiles se retrouvent complètement libérées.

3.4 - REMARQUES SUR LES SURFACES DE DISCONTINUITES

3.4a) Orientation

Nous avons mentionné en 3.3 p. 33 que nous avons noté les orientations moyennes des diaclases pour chaque niveau caractérisé, c'est-à-dire pour des longueurs de carottes de 50 cm en moyenne. Lorsque la lithologie et les directions dominantes changeaient peu sur plus d'un mètre, on a compté autant d'unités que de mètres de carotte, ceci afin de pouvoir pondérer les mesures des orientations majeures.

Ces mesures ont été faites partout où elles étaient significatives ; en zones IV et V, le matériau n'est plus diaclasé comme en zone II, mais il fut parfois possible de trouver des traces de diaclases par les traînées d'oxydation. Il n'y a que deux pour-cent des orientations mesurées qui se rapportent à la zone V. En zone III, ce sont les faces des fragments de matériau intact qui nous donnent les orientations.

Nous avons déjà mentionné l'effet de la nature lithologique : les bancs argileux gris foncé sont injectés de lentilles de gypse, horizontales en zone IB ; ils se délitent peu à peu en minces planuettes au fur et à mesure que progresse l'altération en zones II, III et IV. L'orientation dominante des diaclases demeure, sans changement, celle du litage, mais leur densité augmente rapidement jusqu'à la limite que constitue la zone V ; dans cette zone, toute la structure initiale est défaite et les planuettes argileuses ne se distinguent plus individuellement. A l'opposé, les niveaux dolomitiques et marneux se débitent en polyèdres de forme quelconque, avec des surfaces extérieures très souvent incurvées. Les petites diaclases peuvent avoir toutes les orientations.

Pour l'ensemble des 170 orientations notées sur une centaine d'unités de carottes, on constate que le plan de stratification constitue dans 70 % des cas une direction dominante (0°) ; viennent ensuite des diaclases quasi-perpendiculaires à cette première orientation (∿ 80°) pour 46 % des cas, suivies par l'orientation à 30° notée dans 37 % des cas. Enfin, dans 18 % des unités de carottes, on a noté comme importantes des diaclases recoupant la stratification à un angle faible (10 à 15°), et dans 7 % des cas à un angle fort d'environ 60°.

3.4b) Produits de remplissage

En remplissage des diaclases, nous avons observé :

- du gypse et de la calcite, bien cristallisés en zone IB, en remplissage de diaclases horizontales et inclinées, qui subsistent un peu en

zones II et III sous forme de lentilles partiellement dissoutes ; les lentilles horizontales carbonatées résistent le mieux, aussi en trouve-t-on parfois en zone IV ;

- de l'argile molle dans les bancs de la catégorie II, et presque exclusivement pour les dolomies et marnes dolomitiques très dures ; on la trouve en minces couches dans les diaclases ouvertes ;

- des oxydes de fer et de magnésium et autres résidus de l'altération en mince pellicule sur les faces des diaclases et des blocs ; les diaclases les plus récentes, comme celles formées par le carottage, se reconnaissent par l'absence d'oxydation de leurs faces ;

- enfin dans 13 des 39 cas où on a relevé comme important le pendage 20° à 30°, on a remarqué la présence de stries sur les faces lustrées de ces discontinuités ; la communication de B.J. JOHN et al. (1969) décrit de semblables observations dans des sols résiduels. Nous en discuterons en 5.4.

3.5 - REPARTITION DES ZONES AVEC LA PROFONDEUR

Nous avions déjà insisté sur l'hétérogénéité et le manque de gradation dans le degré d'altération depuis la surface jusqu'en profondeur. Pour visualiser un peu ce problème, nous avons tracé sur les figures 3.3, 3.4 et 3.5 les "profils d'altération" des sondages étudiés : l'ordonnée Z' donne la position stratigraphique comme sur la figure 3.2, alors que la largeur du trait représente la catégorie attribuée, telle qu'indiquée sur la légende. Figurent aussi sur ces profils de sondages à l'échelle 1/200è, les niveaux piézométriques. Les profils des sondages RR (étude de la liaison fluviale Rhin-Rhône) sont moins détaillés étant donné l'état incomplet et détérioré de certaines carottes au moment de l'examen.

Les sondages de Froville (fig. 3.5 et 3.6) se répartissent sur une distance d'un peu moins d'un kilomètre, alors que ceux des figures 3.3 et 3.4 s'étendent sur près de 20 kilomètres.

Ce type de profil peut être substitué avantageusement à la notion, difficile à définir, d'épaisseur d'altération ; ce terme désignera pour nous la profondeur jusqu'à laquelle les zones ramollies en tout ou en partie (catégories V, IV, III) dominent en volume. La "profondeur d'altération" dépend de plusieurs facteurs dont voici les principaux : le type lithologique, la situation topographique et le niveau piézométrique. Nous ne discuterons pas maintenant des conditions climatiques car tous les sondages se situent dans la

même région géographique ; pour la comparaison de l'altération de marnes situées dans deux régions géographiques et climatiques distinctes, ce facteur deviendrait alors prépondérant.

1° - Position stratigraphique et lithologie

La nature lithologique des horizons se reflète évidemment dans l'état d'altération. Dans le cas de sondages rapprochés comme à Froville, on peut parfois corréler d'un sondage à un autre la position des niveaux plus résistants à l'altération, mais les changements de faciès latéraux limitent grandement ce type de corrélations. Ce qu'il est intéressant de noter, c'est l'"effet de carapace" que produit un niveau résistant et épais sur les couches altérables sous-jacentes (ex. : RR-34, RP-10, RR-18, fig. 3.4).

2° - Position topographique

Les sondages localisés sur des versants font apparaître que les niveaux altérés (catégories III, IV et V) dominent jusqu'à 20 ou 30 m. Par contre, en fond de vallée ou sur les sommets de plateaux, cette "profondeur d'altération" ne dépasse pas 5 à 10 m. La reconnaissance au pénétromètre statique à Froville fournit les mêmes indications.

3° - Niveau piézométrique

En réalité, pour le Keuper, il est difficile de parler de niveau piézométrique au sens courant du terme, en dehors des niveaux aquifères localisés dans les horizons gréseux ou dolomitiques.

Dans les formations de marnes et argiles, les niveaux statiques mesurés dans les sondages carottés équipés par la suite en piézomètres dépendent de la position topographique dont nous venons de discuter. Pour les vingt sondages dans le Keuper de l'étude Rhin-Rhône, où cette cote est donnée, on obtient les moyennes suivantes :

- sommet d'un éperon (4 sondages) ..... 25 m,
- haut d'une pente de versant (3) ..... 18 m,
- milieu d'une pente (9) ..... 12 m,
- bas d'une pente (3) ..... 4 m,
- fond de vallée (1) ..... 1 m.

Sur le site de Froville, on voit à l'aide des figures 3.5 et 3.6 qu'il en est de même, ce qui au fond n'est guère surprenant. Le matériau étant peu perméable, les fluctuations au cours d'un cycle annuel restent de faible amplitude

(quelques mètres). Il est par contre étonnant au premier abord de trouver des niveaux très altérés sous cette zone de fluctuation ; nous mettrons en évidence en 4.2 le rôle capital joué par les variations de teneur en eau et de saturation dans l'altération et le ramollissement d'une argile très surconsolidée. Ces variations entraînent en plus des changements dans les contraintes effectives.

L'Europe a subi depuis la période glaciaire des variations climatiques assez bien connues maintenant, pour qu'il soit possible d'admettre que depuis 12 000 ans, les niveaux piézométriques aient subi des fluctuations susceptibles d'avoir formé des horizons altérés en profondeur.

3.6 - GRANULOMETRIE, PLASTICITE ET ACTIVITE DES DIVERSES CATEGORIES

3.6a) Analyse granulométrique

On devine sans peine que pour les types de matériaux que nous venons de décrire, l'analyse granulométrique est délicate, car les particules et fragments se défont plus ou moins selon la procédure adoptée. Nous avons vu que les chercheurs anglais ont mis en lumière le phénomène d'agrégation des argiles. Il y a aussi deux autres mécanismes à prendre en considération : le phénomène de délitage des argiles indurées sensibles à un cycle de dessiccation-saturation, ainsi que l'attrition des fragments indurés dans l'opération mécanique du tamisage. Pour toutes ces raisons et malgré toutes les précautions visant à assurer des conditions similaires dans l'analyse de chaque échantillon, la précision de la courbe granulométrique d'une marne ou argile indurée demeure faible.

Les analyses granulométriques dont nous allons ici discuter les résultats ont été effectuées selon le mode opératoire du L.C.P.C. Le tamisage se fait par voie humide sur un échantillon conservé à l'abri de la dessiccation. Les mesures sur la fraction fine (< 0,08 mm) sont obtenues par la décantation des particules solides dans l'eau, et interprétées par la loi de Stokes. L'action préalable de l'hexamétaphosphate de sodium à 0,5 % comme défloculant (que l'on laisse agir pendant 24 heures) ne suffit sans doute pas à décimenter les agrégats d'argile ; la procédure idéale susceptible de donner ce résultat reste encore à trouver. Il nous apparaît cependant très intéressant de conserver la procédure standard, car les agrégats ou "pseudo-silts" si résistants se comportent en partie comme des silts ; il est tout aussi utile de connaître leur proportion exacte que de mesurer le pourcentage vrai d'argile.

Des courbes granulométriques classiques ont été données pour le Keuper par CHANDLER (1967), CHANDLER (1969), HOUPERT et ASTE (1969) ; elles se situent dans une large bande, ce qui indique bien que la granulométrie initiale du dépôt se trouve très modifiée, et à divers degrés, par les processus de diagenèse et de glyptogenèse. Nous adoptons dans ce texte une forme différente de présentation en vue d'illustrer les catégories que nous venons de définir. Les échantillons ne sont plus représentés par une courbe, mais par un point unique porté sur un diagramme triangulaire (fig. 3.7a) en fonction des pourcentages des trois constituants principaux (% < 2 µ , % > 2 mm et 2 mm > % > 2 µ). On nous fera remarquer, avec raison, que ce diagramme est peu classique ; nous le choisissons néanmoins parce qu'il est particulièrement propice à la discussion des résultats des mesures de plasticité. De plus, il est raisonnable de considérer que le sommet représentant la proportion de particules > 2 mm représente, dans le cas des marnes et argiles indurées, les fragments de matériau intact et que la base du triangle (sable, silt, argile) représente la matrice. On peut donc tracer, comme nous l'avons fait sur la figure 3.7b, les limites des catégories V, IV, IIIB et IIIA. Enfin, le faisceau de droites issues du sommet supérieur donne les pourcentages d'argile dans la matrice (fig. 3.7c).

3.6b) Plasticité et activité

Pour 33 échantillons prélevés dans la tranche altérée à Froville, nous pouvons comparer les limites d'Atterberg et les compositions granulométriques, celles-ci ayant été effectuées sur les mêmes prélèvements. Le paramètre proposé par SKEMPTON (1953) pour comparer la valeur de l'indice de plasticité à la granulométrie, se nomme l'"activité" (traduction proposée pour son terme "activity") ;

$$A_c = \frac{w_l - w_p}{\% < 2\ \mu} = \frac{I_p}{\% < 2\ \mu}.$$

N'oublions pas que les limites d'Atterberg se mesurent sur le passant du tamis d'ouverture 400 µ, c'est-à-dire à peu de chose près sur les constituants de la base de notre diagramme.

Lorsque le sol comporte un pourcentage non négligeable de fragments plus grands que 0,4 mm, on doit calculer A_c ainsi :

$$A_c = \frac{I_p\ \% < 400\ \mu}{\% < 2\ \mu}.$$

Les valeurs que nous avons obtenues par ce rapport sont portées en (e) sur la figure 3.7. En (d) de la même figure, on constate que l'indice de plasticité augmente avec la porportion d'argile dans la fraction où on le mesure (< 400 µ). D'après SKEMPTON (1953), cette augmentation pour un même sol est linéaire (fig. 3.8), ce qui revient à dire que l'activité est constante et caractérise ce sol. Pour nos échantillons, on peut constater sur la figure 3.7e qu'il n'en est pas de même. En valeurs moyennes, on obtient

A_c = 1,1 en zone III_B ,

A_c = 0,8 en zone IV ,

A_c = 0,77 en zone V.

Les diagrammes (a) et (b) de la figure 3.9 complètent les données mesurées sur ces 33 échantillons. Les figures 3.7 et 3.9 nous font constater trois faits.

1° - Le pourcentage d'argile (granulométrique, i.e. < 2 microns) dans la matrice, qui se forme dès la zone III_A , demeure très faible (10 à 20 %) jusqu'au milieu de la zone IV, où il se met à croître rapidement pour atteindre 40 à 50 % en zone V (fig. 3.7c). En admettant que les divers échantillons de Froville représentent divers états d'altération de matériaux semblables, on en déduit que l'altération du matériau intact ne libère pas les constituants fondamentaux dans leurs proportions réelles. Le tiers ou le quart seulement de l'argile est libéré directement, le reste demeure en agrégats de dimension sable fin ou silt. Ce n'est que dans une étape ultérieure que ces agrégats seront à leur tour défaits, lorsque le ciment carbonaté aura été suffisamment dissous. Le pourcentage de carbonate demeure parfois important, même dans la matrice, lorsqu'elle contient beaucoup d'agrégats cimentés. En zone V cependant, on ne retrouve plus que 3 à 5 % de carbonate, le reste ayant été lessivé.

En zone altérée, nous ne considérons plus les sels comme ciment possible, à cause de leur solubilité beaucoup plus grande que celle des carbonates (<0,1 g/l). Pour le sel gemme, la saturation à la température ordinaire correspond à environ 390 g/l ; pour le sulfate, elle est de 3 g/l.Les analyses chimiques effectuées sur des matériaux des zones III, IV et V prélevés en tranchée à Froville, révèlent des teneurs en sulfate de 0,03 à 0,17 % et en chlorure de 0,01 à 0,03 %. Le rôle que pourrait jouer la silice comme ciment n'a pas été étudié.

2° - La valeur de l'indice de plasticité I_p est liée à la quantité d'eau adsorbée ; cette quantité dépend à la fois de la surface spécifique (laquelle

est une fonction de la dimension des minéraux argileux et de leur pourcentage dans le matériau), et de l'état ionique des minéraux argileux. Le rapport $\frac{I_p \% < 400\ \mu}{\% < 2\ \mu} = A_c$ permet de caractériser isolément l'effet de la nature des minéraux argileux.

Pour les argiles de Froville de la catégorie V, cette valeur varie de 0,6 à 0,9 et les situe donc parmi les argiles *inactives-2* et *normales* dans la classification d'activité de SKEMPTON (1953). Ces valeurs correspondent bien avec la valeur A_c = 0,9 pour l'illite, qui est le minéral argileux dominant dans le Keuper. Les valeurs supérieures résultent directement de l'effet d'agrégation. On peut discuter la valeur de la coupure arbitraire à 0,002 mm, et l'appellation "argile" donnée à tout ce qui est de dimension inférieure. Seule la compilation de nombreuses mesures permettra de trancher. S. AMAR, A. LEROUX et G. PILOT (1969) ont étudié l'effet qui résulte de différences dans les proportions de matières colloïdales (< 0,2 µ) dans la fraction argile (< 2 µ), sur la valeur de l'indice de plasticité. Leurs résultats indiquent que dans le cas des argiles à illite, l'activité est pratiquement indépendante du rapport des pourcentages de fraction de sol (coupures à 0,2 µ et à 2 µ). (AMAR et al. 1969, p. 3.12).

Il est heureux qu'il en soit ainsi car la détermination précise du pourcentage de colloïdes dans un sol n'est pas chose aisée.

3° - Sur la figure 3.7 (d) et (e), on remarque à l'intérieur des catégories III_B et IV que l'indice de plasticité augmente avec le pourcentage d'argile, alors que l'activité diminue jusqu'aux valeurs de la catégorie V. Dans la zone hachurée en (e), il y a donc une proportion d'argile en agrégats qui participe à la rétention d'eau dans les mesures de plasticité, mais qui n'apparaît pas dans la mesure granulométrique de la fraction inférieure à 0,002 mm.

Dans les échantillons où on ne mesure que 10 % ou moins d'argile, (par exemple en zone III_B), soit environ quatre fois moins que la proportion réelle, la valeur du rapport $A_c = I_p$ / % d'argile n'est que doublée. L'explication tient au fait qu'à l'état agrégé et cimenté, les argiles ne participent que partiellement à la plasticité globale ; les valeurs d'indice de plasticité ainsi que la limite de liquidité (fig. 3.9 a) s'en trouvent réduites. Le remaniement mécanique avant la mesure des limites d'Atterberg ne détruit pas tous les agrégats cimentés, pas plus que le défloculant dans l'analyse sédimentométrique. Seule l'altération à long terme vient à bout de cette cimentation. On pourrait penser aussi que des modifications dans la nature des argiles et des pollutions par des matières organiques puissent avoir lieu dans les zones plus altérées et à faible

profondeur ; si elles agissent, comme c'est probable, leur effet normal est d'augmenter la plasticité, et par conséquent l'activité, et non de la diminuer ; elles ne peuvent donc être responsables de la diminution d'activité illustrée en (e), figure 3.7.

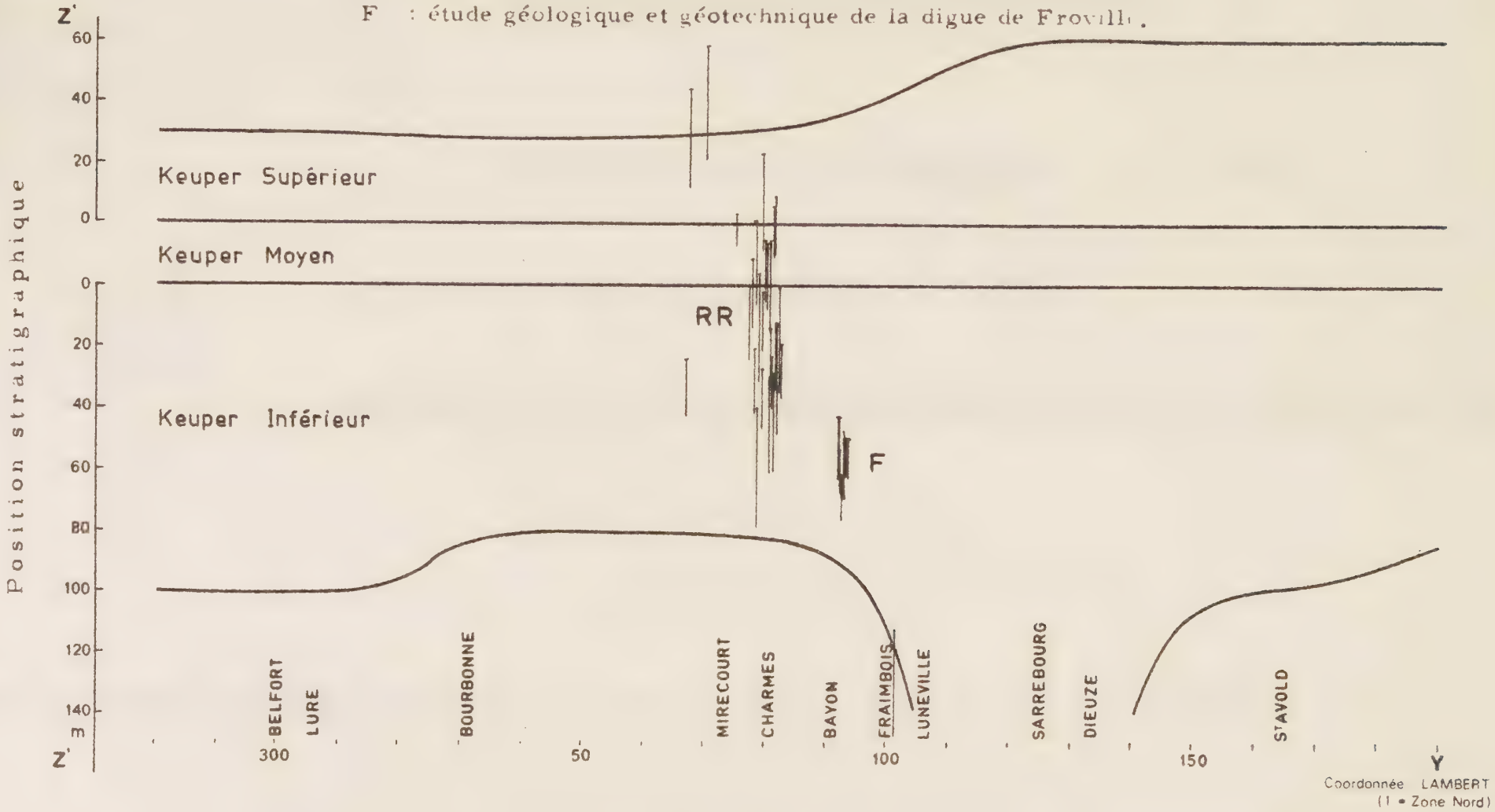
Figure 3.1 : - Classification descriptive en cinq catégories des marnes et argiles du Keuper.

	ZONE	DESCRIPTION	% MATRICE
	V	Argile ou argile calcaire molle, parfois très sableuse pouvant contenir quelques cailloux de carbonates, et une faible proportion de petits fragments de matériau intact ; ces fragments sont petits et arrondis	> 95
	IV	Argile molle ou marne très altérée, silteuse, parfois sableuse, contenant moins de 50 % en volume de matériau encore dur à semi-dur ; les fragments non ramollis ont des arêtes arrondies et "flottent" dans la matrice	50 à 95
	III_B	Argile indurée, ou marne, en fragments de taille centimétrique, séparés par des zones molles, oxydées et silteuses	15 à 50
	III_A	Argile indurée ou marne, découpée en blocs, avec par endroits des concentrations de diaclases très importantes et des couches minces ramollies. Marne dure avec remplissage argileux de diaclases	0 à 15
	II	Marne ou argile dure, diaclasée mais sans zones molles. Les faces des blocs ou des fissures présentent des colorations noires ou jaunes, ou encore les fissures sont injectées de gypse et de calcaire à demi dissous	0
	I_B	Marne dure ou très dure, ou argilite, avec quelques diaclases fermées ou remplies de gypse bien transparent, le tout étant bien cohérent	0
	I_A	Marne, argilite ou argile calcaire indurée, sans altération, ni remobilisation de sulfate. Dans les marnes sulfatées, c'est l'anhydrite qui est observée	0

Figure 3.2 : - Situation des sondages étudiés par rapport à l'ensemble du volume du Keuper lorrain schématisé sur une projection Z'Y.

RR : étude de la liaison fluviale Rhin-Rhône à grand gabarit.

F : étude géologique et géotechnique de la digue de Frovill.



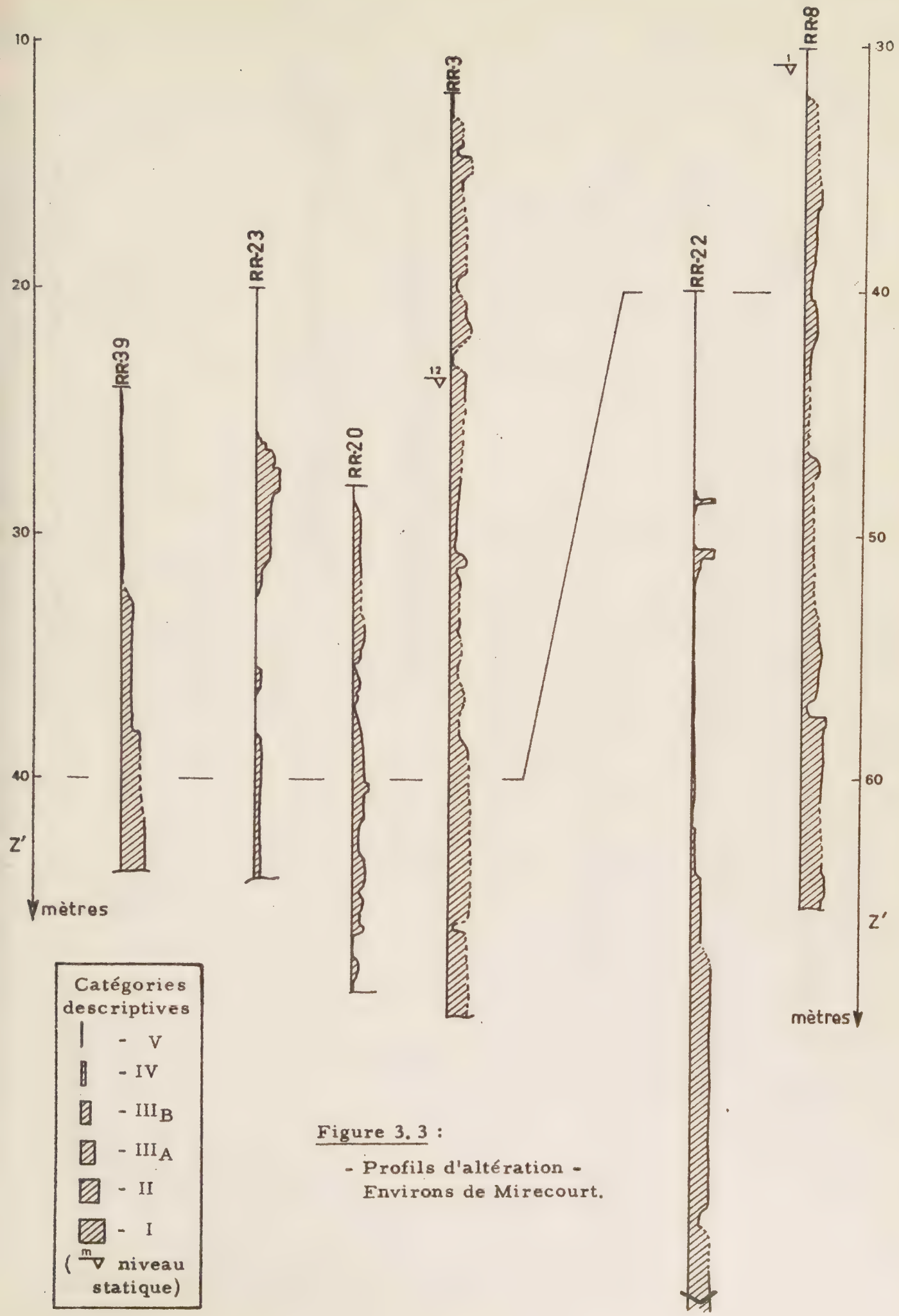


Figure 3.3 :

- Profils d'altération -
Environs de Mirecourt.

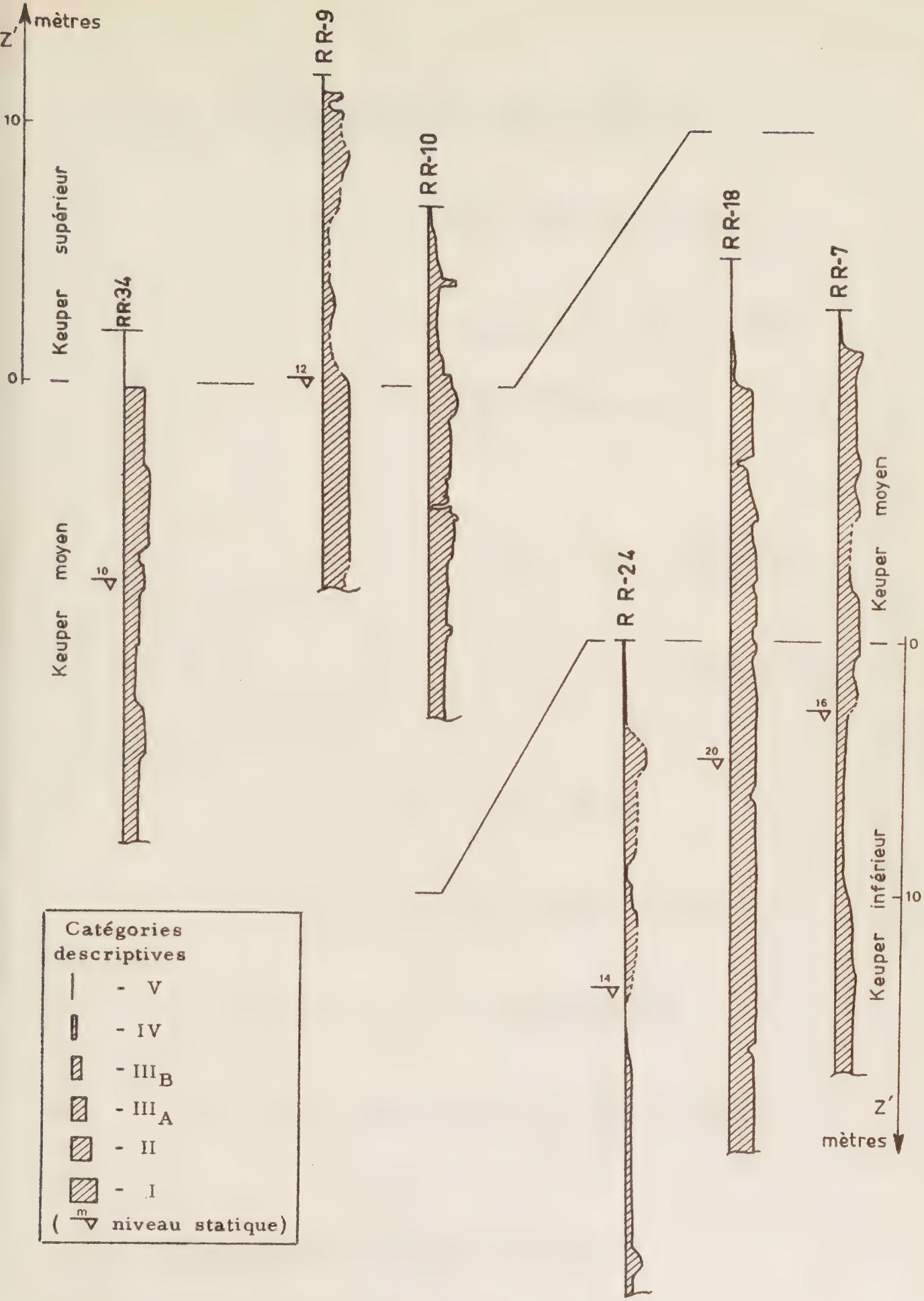


Figure 3.4 : - Profils d'altération - Environs de Mirecourt.

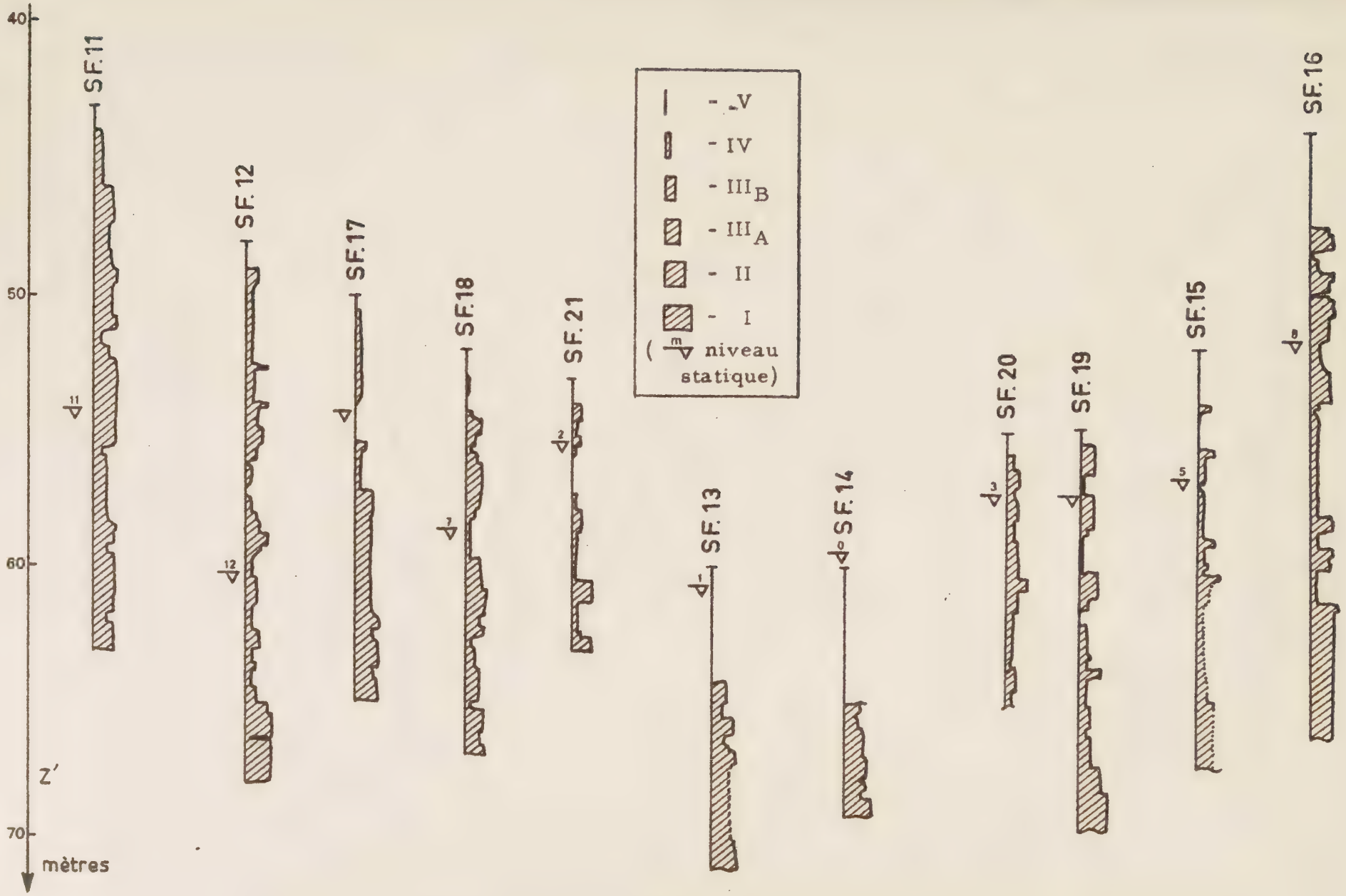


Figure 3.5 : - Profils d'altération - Site de Froville.

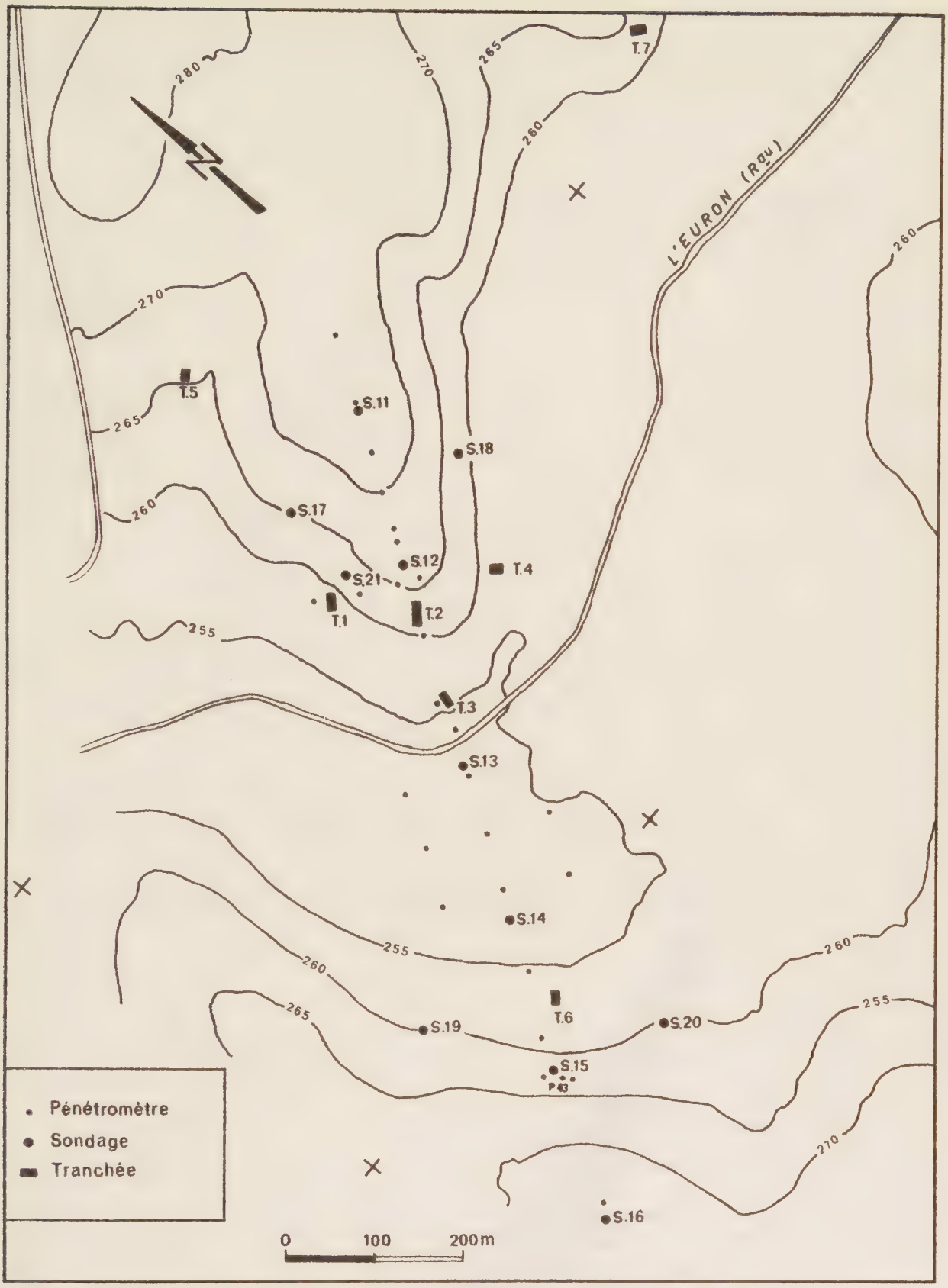
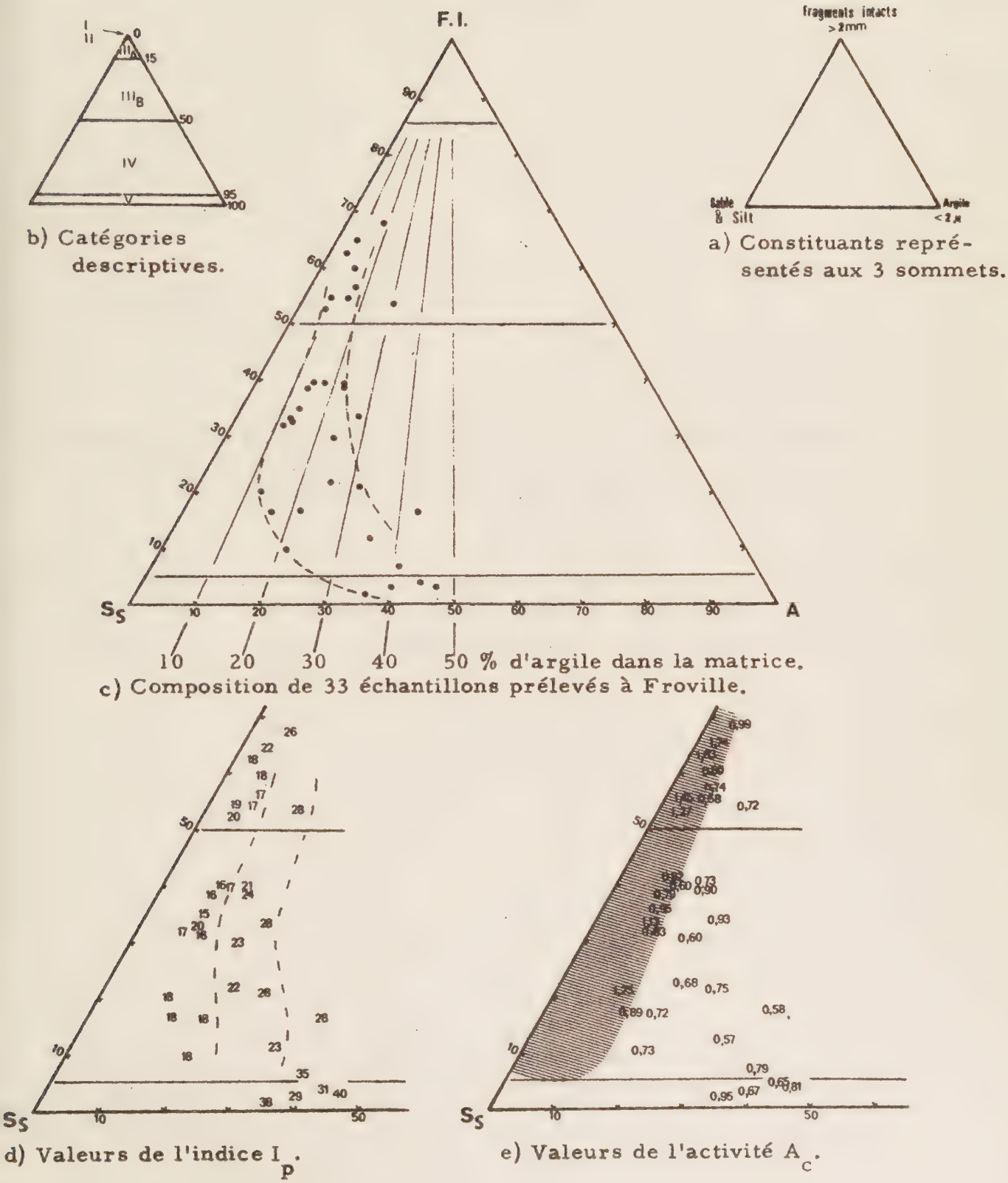


Figure 3.6 : - Plan de situation des sondages carottés, des tranchées et des essais de pénétration statique sur le site de la digue de Froville.

Figure 3. 7 :


I
II
0
IIIA
15
IIIB
50
IV
95
V
100
b) Catégories descriptives.
F.I.
Ss
A
10 20 30 40 50 % d'argile dans la matrice.
c) Composition de 33 échantillons prélevés à Froville.
fragments intacts
> 2mm
Sable
& Silt
Argile
< 2 μ
a) Constituants représentés aux 3 sommets.
d) Valeurs de l'indice Ip.
e) Valeurs de l'activité Ac.

Minéral	*Activité*
Quartz	0,0
Calcite	0,18
Mica (muscovite)	0,23
Kaolinite	0,33 0,46
Illite	0,90
Ca-montmorillonite	1,5
Na-montmorillonite	7,2

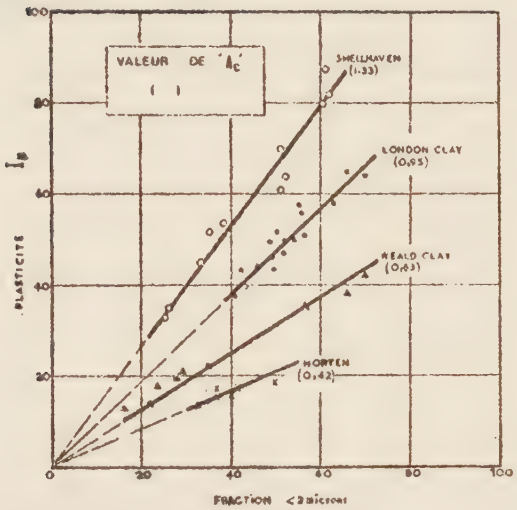
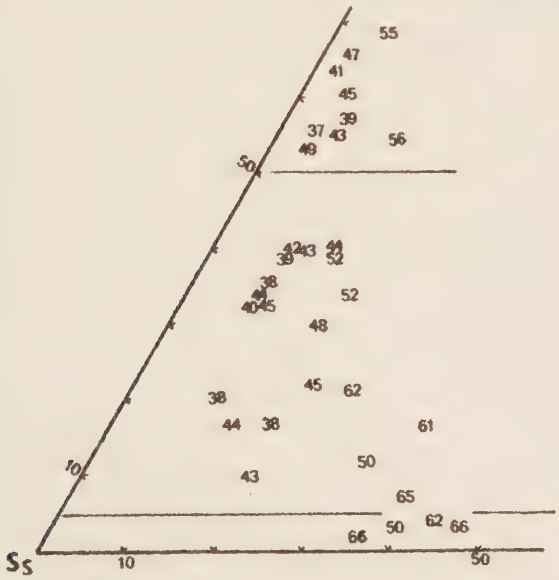
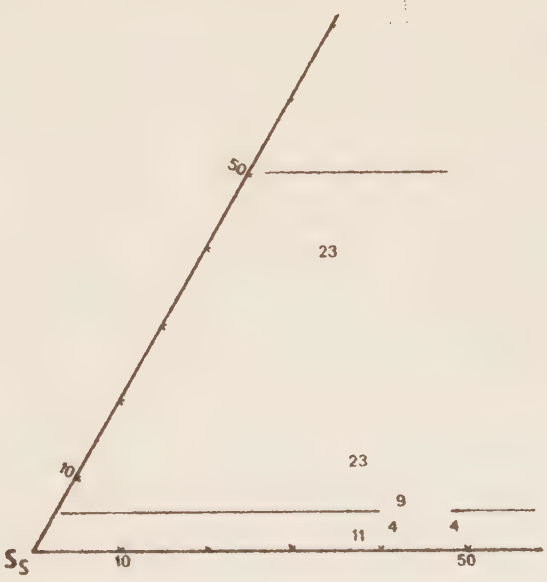


Figure 3. 8 : - Valeurs de l'activité ($A_c = \frac{I_p}{\% < 2\,\mu}$) pour quelques minéraux et quelques sols .
(D'après A. W. SKEMPTON, 1953).

Figure 3. 9 : - (mêmes constituants aux trois sommets que sur la figure 3. 7).



a) Valeurs de limite de liquidité w_l.



b) Proportion en pourcentage de carbonate dans les échantillons.

Chapitre IV

- ESSAIS SIMPLES SUR LE MATERIAU INDURE —

Page

4.1 - Comportement aux cycles séchage-mouillage. . 53

4.2 - Mesures de "cohésion" par l'essai de compression entre pointes. 56

4.2a) Généralités sur cet essai 56

4.2b) Etude expérimentale 57

4.2c) Conclusion. 61

4.3 - Mesures de "frottement" par cisaillement direct 61

4.4 - Conclusion 63

FIGURES . . . . . 65 à 69

Chapitre IV - ESSAIS SIMPLES SUR LE MATERIAU INDURE

Avant d'aborder l'étude des matériaux altérés du Keuper (catégories III, IV et V), nous avons effectué quelques essais simples sur les matériaux intacts des catégories I et II ainsi que sur les fragments indurés dans les autres zones. Trois types d'essais ont été étudiés : l'essai de saturation rapide, les essais de compression entre pointes ainsi que les essais de cisaillement direct entre deux faces planes.

4.1 - COMPORTEMENT AUX CYCLES SECHAGE - MOUILLAGE

Cet essai rapide permet d'apprécier la sensibilité à l'eau et donc indirectement le degré de cohésion. Nous avons procédé de la façon suivante : des petits blocs de matériau intact de la taille du centimètre sont pesés et placés dans un bécher, que l'on remplit ensuite d'eau. Au bout de quelques minutes, le comportement du matériau est caractérisé par un chiffre de 0 à 4 :

0	0 - effritement en fine poudre,
x	1 - effritement en petites écailles (1 mm),
xx	2 - effritement et délitage avec la persistance de 10 15 % d'éléments plus grands que 5 mm,
xxx	3 - les arêtes s'effritent, et/ou les blocs se débitent en deux ou trois morceaux,
xxxx	4 - aucune décohésion visible.

Le bécher est ensuite porté à l'étuve (105°C) et pesé sec le lendemain, ce qui permet d'obtenir la teneur en eau du matériau juste avant l'essai. Un nouveau mouillage est effectué sur le matériau complètement sec. On peut réaliser ainsi autant de cycles que l'on désire, mais en fait très peu de marnes résistent à la seconde mise en eau.

Chaque échantillon a été divisé en plusieurs lots. Sur un premier lot, nous avons réalisé la première série d'essais à la teneur en eau naturelle de la carotte ; à plusieurs jours d'intervalle, nous avons effectué de nouveaux essais sur les autres lots du même matériau, après qu'il eut perdu lentement un peu

d'humidité dans l'atmosphère du lieu d'entreposage. Les trois premiers échantillons du tableau 4.1 (F.16, 7 m, 8,20 m et 15,50 m) représentent des argiles calcaires semi-dures, grises et homogènes provenant des zones II et III_A. Il n'y a que peu de corrélation entre la teneur en carbonate et le comportement à l'essai, exception faite des très forts pourcentages ; les marnes dures, bien cimentées par de l'anhydrite, c'est-à-dire celles qui se situent dans la catégorie I_A, résistent parfaitement. A l'opposé, les argiles indurées schistoïdes (par exemple l'échantillon F.16, 20,50 m du tableau 4.1, page suivante) se défont entièrement.

Pour les matériaux sensibles, le facteur principal qui détermine le comportement dans cet essai, est la teneur en eau ou le degré de saturation avant l'essai. Les marnes et argiles indurées saturées, ou très proches de 100 % de saturation, sont à peu près insensibles au mouillage ; par contre, ces mêmes matériaux lorsqu'ils sont partiellement desséchés, s'effritent et perdent toute cohésion au cours d'une nouvelle saturation. La dessiccation à l'étuve (105°C pendant 24 heures) suivie d'une brusque mise en eau représente un traitement très sévère ; il y a création non uniforme de contraintes dans les deux étapes de l'opération. Très souvent, le matériau sec crépite lorsqu'il se défait en fines écailles. Ce type de rupture, toujours rapide, résulte tout probablement de l'emprisonnement de bulles d'air qui sont mises en pression par l'eau qui progresse par capillarité vers le centre de l'échantillon. Il y a formation de couches concentriques soumises à de très forts gradients de contrainte et surtout à des efforts de traction par les micro-bulles d'air très comprimées. L'intensité des contraintes dépend des dimensions de porosité et des tensions capillaires qui sont créées. Seuls les horizons bien cimentés et très durs, contenant plus de 65 % de carbonates ou de sulfates, résistent à cet essai ; ce ne sont plus des marnes.

Cette altération physique très intense et rapide ne peut être comparée à ce qui se produit sur une période infiniment plus longue sur le terrain dans les épaisseurs d'altération. Par contre, l'essai explique très bien ce qui se passe dans un talus fraîchement taillé et exposé au soleil. La première pluie transformera en bouillie la croûte desséchée et l'emportera ; chaque nouveau cycle fera de même jusqu'à ce qu'une couche argileuse persistante assure une protection contre les variations brusques de teneur en eau. Dans l'exécution des fouilles, on doit évaluer les conditions d'exposition et prévoir une protection contre la dessiccation, le cas échéant.

Tableau 4.1 - COMPORTEMENT AUX CYCLES DESSICCATION-SATURATION

ECHANTILLON	TENEUR EN EAU INITIALE	COMPORTEMENT	2e MISE EN EAU	% DE CARBONATES
F - 16	19,1	xxx	x	
7,00 m	17,5	xx	x	
	17,2	xx	x	
	16,6	xx	x	1,5
	14,9	xx	x	
	14,8	xx		
	12,6	x		
	9,3	x		
F - 16	23,6	xxxx	0	
8,20 m	10,9	x		18,6
	10,0	x		
F - 16	16,6	xxxx	x	
15,50 m	14,8	xxx	0	
	13,2	xxx	x	
	12,9	xx	0	
	12,4	xx	0	20
	9,3	x	0	
	8,7	x	0	
	4,9	0		
F - 16	19,3	0		
20,50 m	18,3	0		3,5
	17,3	0		
	17,1	0		
F - 15	16,9	xxxx	0	
9,00 m	16,5	xxx	0	
	16,2	xxx	0	
	16,0	xxx	0	27,7
	12,7	xx	0	
	12,4	xx	0	
	12,2	xx	0	
	11,3	x		
F - 12	13,3	xx		
12,30 m	11,4	x		-
	10,4	x		
F - 12	14,5	xxxx		
16,70 m	9,3	xx		12,7
	8,2	x		
	8,0	x		
F - 21	18,5	xxxx		
7,70 m	10,6	x		33,4
	10,1	x		
	10,0	xx		

xxxx : demeure intact,
xxx : délitage en 2 ou 3 morceaux,
xx : effritement partiel,
x : effritement complet en sable fin,
0 : effritement complet en poudre.

4.2 - MESURE DE "COHESION" PAR L'ESSAI DE COMPRESSION ENTRE POINTES

4.2a) Généralités sur cet essai

L'essai classique servant à évaluer le degré de cohésion est l'essai de compression simple réalisé sur des éprouvettes cylindriques dont on a préalablement rectifié les extrémités. Cet essai fut utilisé dans l'étude de la liaison fluviale ; nous en avons brièvement commenté les résultats au paragraphe 2.3a (p. 21). Il n'est malheureusement applicable qu'à des matériaux peu diaclasés ; il en est de même pour l'essai brésilien. Nous avons cherché un essai permettant d'effectuer des mesures sur les fragments de matériaux indurés de faible dimension. Les carottes de Froville dont nous disposions se présentaient comme assemblage de petits blocs sans aucune cohésion entre eux, pour les matériaux de la zone II.

La taille de ces blocs ne dépassait que rarement 5 cm, si bien qu'il ne pouvait être question d'y découper des cylindres.

L'essai de compression entre pointes, développé par Y. HIRAMATSU et Y. OKA (1966 et 1970) possède le très grand avantage de ne nécessiter aucune préparation d'éprouvette. Son principe fort simple s'apparente à l'essai brésilien de traction indirecte, à la différence que, dans l'essai de compression entre pointes, il n'y a pas de plan imposé, mais uniquement un axe de chargement comme dans l'essai de compression simple. La rupture possède donc le même degré de liberté d'orientation que dans ce dernier type d'essai. Ce point revêt une importance particulière dans notre problème car, considérant la faible dimension des éprouvettes et leur mode préférentiel de rupture par les diaclases virtuelles, imposer un plan de rupture aurait eu pour résultat d'augmenter la dispersion.

Les recherches d'HIRAMATSU effectuées par photoélasticité, ont montré que la distribution des contraintes varie peu pour des formes aussi différentes qu'une sphère, un cube, un parallélépipède ou une forme quelconque, à condition cependant que l'axe de chargement passe par le centre de gravité et coïncide avec le plus petit axe du volume.

Le développement mathématique des équations des contraintes se trouve dans leur texte de 1966 ; il est donné pour le cas le plus simple, celui d'une sphère isotrope et élastique.

La distribution des contraintes principales le long de l'axe de chargement, là où elles atteignent leurs valeurs maximales, est illustrée à la figure 4.1a . Pour la plus grande partie de cet axe, la contrainte mineure σ_0, perpendiculaire à l'axe, garde une valeur à peu près constante en tension. La contrainte

moyenne σ_r croît depuis le centre de la sphère. On a représenté en (b) deux cercles de Mohr pour les contraintes, au centre et au demi-rayon. Au voisinage des pointes de chargement, les deux contraintes ont des valeurs positives très fortes. L'étendue de la surface chargée affecte très peu la distribution des contraintes dans la zone où r/a varie de 0 à 0,7 ; il en est de même pour différentes valeurs du coefficient de Poisson.

La rupture se produit de deux façons dans les essais que nous avons effectués :

1° - Très rapidement, au contact immédiat des pointes de chargement, se forment deux petites zones où il y a rupture plastique par compression. Le rayon de ces petits volumes à l'intérieur desquels la limite élastique est dépassée, dépend directement de l'intensité de la force F. En cours de chargement, cette force croît jusqu'à ce que le deuxième type de rupture survienne. Il y a donc équilibre entre, l'intensité de la force F, et le rayon du petit volume écrasé au-delà duquel débute le comportement élastique.

2° - A l'intérieur de l'éprouvette, l'intensité des deux contraintes principales (il y a symétrie axiale, donc $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_\theta$) croît jusqu'à la rupture, qui se produit un peu comme dans l'essai brésilien, par traction. Sur la figure 4.1 c, nous avons schématisé les deux zones où l'état de contrainte crée en premier des conditions de rupture.

4.2b) Etude expérimentale

Nous avons construit l'appareil d'essai représenté à la figure 4.2 : il comporte un bâti rigide, un anneau dynamométrique (0 à 1 kN), un dispositif d'avancement à vis muni d'un roulement et d'un guide pour éviter la rotation de la pointe supérieure, ainsi qu'une réglette ajustable qui donne directement la distance entre les pointes. Nous avons expérimenté deux formes de pointes coniques: la première paire avait un angle au sommet de 60° et un arrondi de rayon 0,3 mm ; la seconde fut usinée, moins aiguë (90° d'angle et 0,6 mm de rayon pour l'extrémité). Pour les marnes, c'est le deuxième type de pointe qui apparaît mieux adapté, car il semble moins affecté par les hétérogénéités pouvant exister dans le matériau aux environs immédiats des points de contact.

L'essai se déroule de la façon suivante : l'échantillon à mesurer est défait en ses petits blocs élémentaires, et au moins trente morceaux sont écrasés entre les pointes. A chaque mesure, on note :

- à 0,1 mm près, la distance D entre les pointes lorsque l'écrasement débute,

- la valeur de l'élongation de la section la plus faible, c'est-à-dire L/D (voir fig. 4.2),
- l'orientation de l'axe de chargement par rapport au litage (noté simplement parallèle, perpendiculaire ou incliné),
- la force F maximale juste avant la rupture brusque en traction.

On calcule I_r , l'indice de résistance, par F/D^2, qui, à une constante près, donne l'état de contrainte là où se produit la rupture, à condition que l'hypothèse d'élasticité puisse représenter une simplification acceptable du comportement réel du matériau. Etant donné le type de rupture, les valeurs de I_r demeurent toujours faibles. A l'exception des zones immédiatement sous les pointes, le comportement dans cet essai des marnes et argiles indurées obéit à une loi élastique-fragile. Un essai aussi simple ne vise évidemment pas à évaluer les constantes élastiques du sol ; on doit simplement vérifier si les hypothèses simplificatrices sont justifiées.

Nous avons noté systématiquement le type de rupture et l'aspect de la surface de rupture. Il importe particulièrement de distinguer si cette surface coupe dans la masse du matériau intact ou si elle suit une fracture préexistante non décelée. Pour étudier les autres facteurs de dispersion, nous avons tout d'abord réalisé 240 écrasements sur un matériau type de Froville, provenant du sondage F-11 à 18 m de profondeur. C'est une marne grise, homogène, diaclasée et qui présente un peu d'oxydation sur les faces des polyèdres de matériau intact. La teneur en carbonate est de 34,5 %.

1° - Effet de forme.

Pour un volume de forme quelconque, nous avons désigné par "D" le plus petit axe et par "L" l'axe médian perpendiculaire. Le rapport L/D donne un paramètre qui caractérise l'élongation de la plus petite section passant par l'axe de chargement D. Comme le montre la figure 4.3, la force nécessaire pour provoquer la rupture dans une éprouvette d'élongation de section égale à 3, est de 50 % supérieure à la force requise pour briser un bloc de même taille, mais d'élongation 1,5 seulement. Sur ce diagramme $\bar{F}$ représente la valeur moyenne de la force de rupture pour une dimension D, et F représente la valeur réelle mesurée. Pour une même forme, la dispersion des valeurs va de + 65 % à - 65 %. Comme il serait fastidieux d'étudier pour chaque nouvel échantillon l'effet de la forme, nous avons éliminé ce paramètre en façonnant grossièrement chaque éprouvette pour obtenir un rapport L/D compris entre 1,5 et 2.

2° - La teneur en eau d'une marne ou d'une argile affecte grandement sa cohésion ; l'essai de compression entre pointes permet de le voir nettement. Les moyennes des mesures pour six catégories dimensionnelles et quatre teneurs en eau (16 %, 14 %, 4,7 % et 0 %), portées sur la figure 4.4, indiquent que la valeur de l'indice de résistance ($I_r = F/D^2$) augmente d'environ 10 fois en passant de la saturation à l'état sec. Pour les plus petites éprouvettes, la courbe de résistance a approximativement la même forme qu'une courbe de tension capillaire. La tension capillaire croît avec la perte d'humidité et rigidifie le squelette du sol. Par contre, pour des fragments plus gros, on voit apparaître un deuxième effet qui se superpose au précédent : la résistance augmente jusqu'à un maximum qui se situe à une teneur en eau d'environ 3 % (S_r = 0,20, ce qui représente pour cette marne la teneur en eau atteinte après délai de deux semaines dans l'atmosphère du laboratoire) ; puis elle décroît si l'on force la dessiccation plus loin. La dessiccation complète crée des fissures nouvelles qui résultent des hétérogénéités de contraintes ; la cohésion des blocs les plus gros se trouve ainsi réduite. Le phénomène étant irréversible, on conçoit facilement qu'un cycle de réhumidification ne passe pas par le maximum précédent ; l'importance de l'hystérésis ainsi défini dépend du degré de dessiccation subie. Les toutes petites particules de dimension voisine ou inférieure au millimètre ont un hystérésis très fermé ; elles sont donc très peu affectées par les cycles de séchage-mouillage. A l'opposé, les gros fragments, lorsque soumis aux mêmes variations, perdent toute cohésion propre et tendent à se subdiviser en éléments mécaniquement stables vis-à-vis de ces cycles d'altération physique.

3° - L'effet d'échelle peut être facilement mis en évidence par l'essai de compression entre pointes, car il s'exécute aussi bien sur les fragments les plus gros que sur des petits parallélépipèdes détachés de blocs plus grands. En écrasant des échantillons de taille décroissante, on remarque que la valeur de l'indice de résistance croît au fur et à mesure : la probabilité d'avoir une fissure virtuelle diminue. Les tous petits fragments ont une résistance qui se rapproche de celle du matériau sans fissure.

Selon la théorie de rupture fragile de WEIBULL pour les matériaux fissurés, la résistance σ dépend du volume V de l'éprouvette et la relation entre les deux est de la forme :

$$\sigma = \beta V^{-1/\alpha}$$

ou

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1/\alpha}$$

β et α désignant des constantes pour un matériau.

On peut réécrire, sous forme logarithmique

$$\log \sigma = -\frac{1}{\alpha} \log V + cte.$$

En prenant, non pas le volume, mais une dimension de longueur L, on a :

$$\sigma = \beta\, L^{-3/\alpha}$$

$$\log \sigma = -\frac{3}{\alpha} \log L + cte.$$

Nous exprimerons donc $I_r = F/D^2$ par une relation semblable :

$$\log F/D^2 = -\frac{3}{\alpha} \log D + cte$$

ou

$$\log F = (2-3/\alpha) \log D + cte$$

ce qui signifie qu'en portant directement F et D en diagramme logarithmique, on obtient une droite de pente $(2-3/\alpha)$.

En étudiant divers matériaux indurés dans le Keuper, on s'aperçoit que l'effet d'échelle varie grandement d'un type à l'autre ; cet essai permet en fait de caractériser la structure macroscopique au point de vue de la densité des fissures virtuelles, c'est-à-dire celles qui ne sont pas observables directement à l'examen pétrographique. Les diagrammes d'essais rassemblés en appendice p. 200 à p. 216, donnent les points de mesure ainsi qu'une brève description du matériau. Ces diagrammes s'interprètent directement en considérant, pour chaque nuage de points, la droite moyenne ainsi que le degré de dispersion de part et d'autre de la droite moyenne ; une grande dispersion reflète des hétérogénéités importantes dans la densité et la cohésion des fissures. Les données obtenues sont rassemblées sur le tableau 4.2 (p.64). On constate que, si la dessiccation fait croître la cohésion, elle augmente aussi l'effet d'échelle ; les fissures de retrait engendrées par les gradients de contraintes en sont la cause principale. L'effet d'échelle est moindre pour les marnes bien cimentées de la catégorie descriptive I. Nous donnons aussi les résultats obtenus sur le Grès à Voltzia pour comparaison, car ils constituent un exemple d'effet d'échelle inverse ou "effet de peau" ; la résistance augmente dans un intervalle de dimension donné au lieu de décroître, par suite de la diminution relative de l'épaisseur mécaniquement affaiblie, ou altérée, à la périphérie des échantillons.

4° - L'orientation de l'axe de chargement par rapport au litage affecte peu la valeur de l'indice de résistance pour les marnes homogènes étudiées,

lorsqu'elles possèdent encore un pourcentage d'humidité voisin de la saturation. Par contre, pour de faibles degrés de saturation, les deux nuages de points ne se superposent plus et les points qui représentent les écrasements effectués parallèlement aux plans de stratification, ont des indices de résistance inférieurs de moitié. On peut donc supposer que le retrait favorise l'apparition de plans de délitage, parce qu'il se produit de façon non uniforme, même pour les échantillons qui apparaissent homogènes.

4.2c) Conclusion

Nous pensons que cet essai peut être avantageusement employé à la place, ou en complément, des essais qui nécessitent la fabrication d'éprouvettes de forme bien définie, pour comparer le degré de cimentation ou de cohésion de divers matériaux du Keuper. Nous l'avons utilisé sur les éléments granulométriques de quelques millimètres à quelques centimètres ; dans cette catégorie, la dispersion ou l'uniformité des résultats obtenus permettent d'apprécier le degré d'hétérogénéité de résistance mécanique des polyèdres de matériau induré. Cette valeur de résistance représente une limite supérieure qu'il est utile de connaître. Bien qu'il ne soit pas rigoureusement possible de lier I_r (= F/D^2) à l'état de contrainte qui provoque la rupture, comme dans le cas de la sphère élastique représentée à la figure 4.1, on peut admettre que l'ordonnée à l'origine de l'enveloppe de rupture vaut environ trois fois l'indice de résistance I_r (voir fig. 4.1b).

Il n'est évidemment pas question d'extrapoler la loi d'échelle mesurée sur les éléments granulométriques de quelques centimètres à des volumes plus grands de sol en place. La distribution statistique des fissures dans un volume donné peut constituer une hypothèse acceptable pour traiter de l'effet d'échelle dans un matériau par ailleurs homogène ; mais elle n'est guère susceptible de représenter les cas réels et bien plus complexes des matériaux hétérogènes et stratifiés avec, pour chaque lit, une densité et distribution de fissures propre.

4.3 - MESURES DE FROTTEMENT PAR CISAILLEMENT DIRECT

Au paragraphe précédent, nous avons étudié la cohésion des matériaux indurés, telle qu'elle subsiste à l'intérieur des éléments intacts dans les horizons diaclasés, ce qui nous a donné une limite supérieure de résistance. L'autre extrême est représenté par le cas des diaclases planes et non cimentées, cas où la cohésion est nulle et où le frottement est sensiblement égal au frottement résiduel du matériau ϕ'_r.

Deux échantillons seulement de marnes bien cohérentes et cimentées par des carbonates et des sulfates (catégorie I) ont été étudiés en cisaillement direct. Nous avons mesuré l'angle ϕ obtenu par frottement entre les faces aplanies de deux disques montés dans l'appareil de cisaillement direct, et immergés. Le plan d'essai fut choisi parallèle à la stratification dans les deux cas. Le taux de déplacement a été fixé à 0,5 mm par minute : quelques essais à des vitesses cinq fois plus faibles et cinq fois plus élevées n'ont pas donné de différences appréciables de résistance. Dans les cas d'essais sur des matériaux durs, il n'y a pas, à proprement parler de consolidation à chaque changement de contrainte normale : il y a cependant un peu d'eau supplémentaire qui est chassée d'entre les faces. L'équilibre est atteint au bout de quelques minutes. Enfin, dernière constatation expérimentale, on n'a pas observé de différences significatives entre les coefficients de frottement statique et dynamique.

Sur la figure 4.5 sont portées les moyennes des mesures effectuées, après 5 aller et retour, sur deux marnes bien cimentées ; en (a) le matériau, nettement plus silteux, donne un angle de frottement résiduel de 22,5°, alors qu'en (b) on n'obtient que 17,5° pour le second matériau. Au-delà d'une contrainte normale de 5 kg/cm^2 , le coefficient de frottement diminue légèrement. Les contraintes ont été calculées en divisant la force totale par la section totale de l'échantillon ; en réalité, et l'observation de l'éprouvette après démontage de la boîte de cisaillement le confirme, une partie seulement du plan d'essai supporte la charge appliquée. Les contraintes réelles τ et σ_n doivent se situer à des valeurs plus élevées. La mesure de tg ϕ'_r n'est pas faussée, mais la portion courbée (fig. 4.5) se situe à des valeurs plus élevées que celles qui sont représentées. Cette courbure signifie que, sous fortes charges, il y a "altération mécanique" du matériau, probablement par destruction ou écrasement des agrégats cimentés.

R.J. CHANDLER (1966) - qui a utilisé la technique différente du plan prédécoupé à ($\pi/4 + \phi'_r/2$) dans une éprouvette cylindrique cisaillée à l'appareil triaxial - a obtenu 27,5° pour la marne indurée de King Norton. Il donne pour valeur de frottement résiduel des marnes de catégorie I, des valeurs d'angles de 23° à 32°. La valeur du frottement diminue encore sensiblement dans les cas de faces de diaclases altérées, par suite de la libération de particules argileuses, et aussi en raison de l'effet moins bien connu des divers produits d'altération. Pour le matériau de la figure 4.5b, l'angle de frottement a chuté à 13,5°, après qu'on eut laissé agir quelques gouttes d'acide chlorhydrique dans le plan de

cisaillement ; on remarque aussi que l'on n'observe plus de diminution du rapport τ/σ_n au-delà de 5 kg/cm^2, comme précédemment.

4.4 - CONCLUSION

L'angle résiduel ainsi mesuré représente l'autre extrême dans la résistance des massifs composés de marnes dures diaclasées. Dans la réalité, les diaclases ne sont jamais aussi planes que dans nos essais, ni continues sur de grandes distances. La variabilité des matériaux indurés et des distributions de fissures ne nous permet pas de donner d'autres indications pour les calculs de résistance. Chaque cas précis doit être étudié de façon propre.

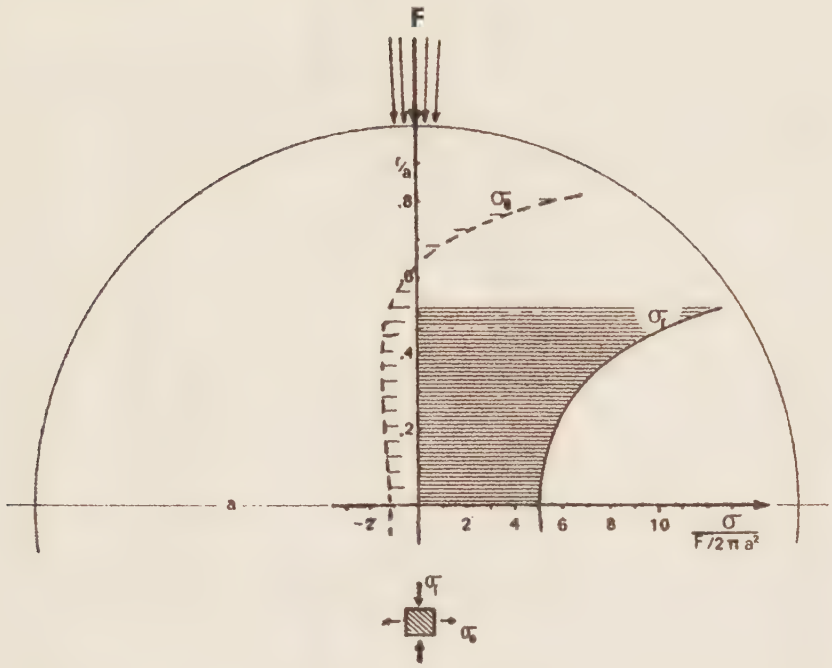
Il était utile cependant, dans ce chapitre sur les matériaux indurés, de donner quelques chiffres et d'illustrer par des essais l'effet des facteurs comme les variations de teneur en eau, les degrés de cimentation et les états de fissuration. Ces quelques résultats sur les marnes et argiles indurées ne donnent qu'une image très incomplète de leurs propriétés mécaniques. Les marnes et argiles indurées ne présentent pas autant de problèmes que les matériaux de la tranche altérée, que nous étudierons dans les deux chapitres qui suivent. Leurs caractéristiques mécaniques sont nettement plus élevées que les matériaux qui les recouvrent ; il n'y a pas de problème de fondation dans le matériau inaltéré autre que de veiller à ce qu'il ne s'altère pas.

Tableau 4.2 - ESSAIS DE COMPRESSION ENTRE POINTES

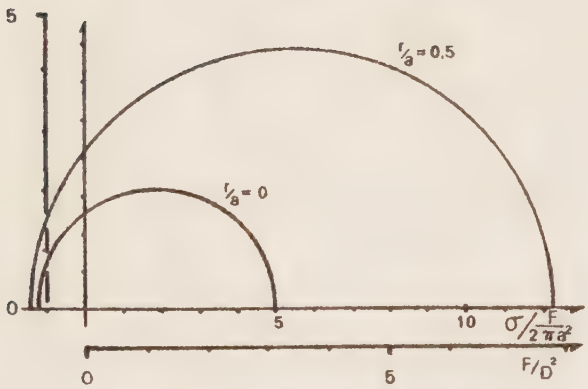
	w %	Sr %	Description	3/α	α	F/D^2 en bars ⊥	F/D^2 en bars // lle
F-11 (18 m)	16	100	Marne grise, homogène, indurée et diaclasée en petits	0,72	4,2	2,6	—
" "	14	87	polyèdres aux faces oxydées, 34,5 % de carbonates	0,72	4,2	3,7	—
" "	5,7	35	(Catégorie descriptive d'altération : II)	0,85	3,5	25	14
" "	2,5	16	"	1,03	2,9	30	—
" "	0	0	"	1,03	2,9	33	16
F-12 (17 m)	—	∿60	Marne riche en anhydrite (50 %), bien cimentée	0,52	5,8	22	—
F-15 (10,2m)	21,6	100	Argile grise, homogène (10 % de carbonates)	0,45	6,7	2,3	—
RR-7 (6,5 m)	8	—	Marnes vertes et grises du Keuper moyen	0,96	3,1	16	<16
RR-8 (34 m)	0	—	Anhydrite presque pure (catégorie I)	0	∞	21	—
RR-34 (5,7m)	0	—	Dolomie de Beaumont (Keuper moyen)	0,46	6,5	30	—
" (12,5m)	0,7	—	Grès fin micacé (Grès à Roseaux), altéré, friable	0,25	12,0	7	—
RR-75 (11,8m)	3	—	Grès poreux, micacé (Grès à Voltzia)	-0,3	-10	34	<34
Fraimbois-B	32	100	Marne grise, diaclasée, avec un peu d'oxydation sur les	0,64	4,7	2,2	—
"	29,6	92	faces des polyèdres, 6 % de carbonates	1,17	2,6	1,5	—
"	4,3	13	(Catégorie II à III A).	0,71	4,2	28	—
"	—	100	Dans HCl (0,2 N) 8 sem.	0,45	6,7	4	<4
"	—	100	" " " 6 mois	—	—	<4	—
"	—	100	Dans eau distillée 6 mois	0	∞	3,9	—

N.B.
w : teneur en eau des éprouvettes au moment de l'essai ;
Sr : degré de saturation correspondant ;
α : constante dans l'équation de l'effet d'échelle (voir p. 59) ;
F/D^2 = I_r : indice de résistance en bars, à D = 1 cm (⊥ écrasements perpendiculaires au litage),
(// écrasements parallèles au litage).

Figure 4.1 :



a) Valeurs des contraintes principales le long d'une moitié de l'axe de chargement.



b) Cercles de contraintes à r/a = 0, ainsi qu'à r/a = 0,5

c) Zones où l'état de contrainte est le plus critique.

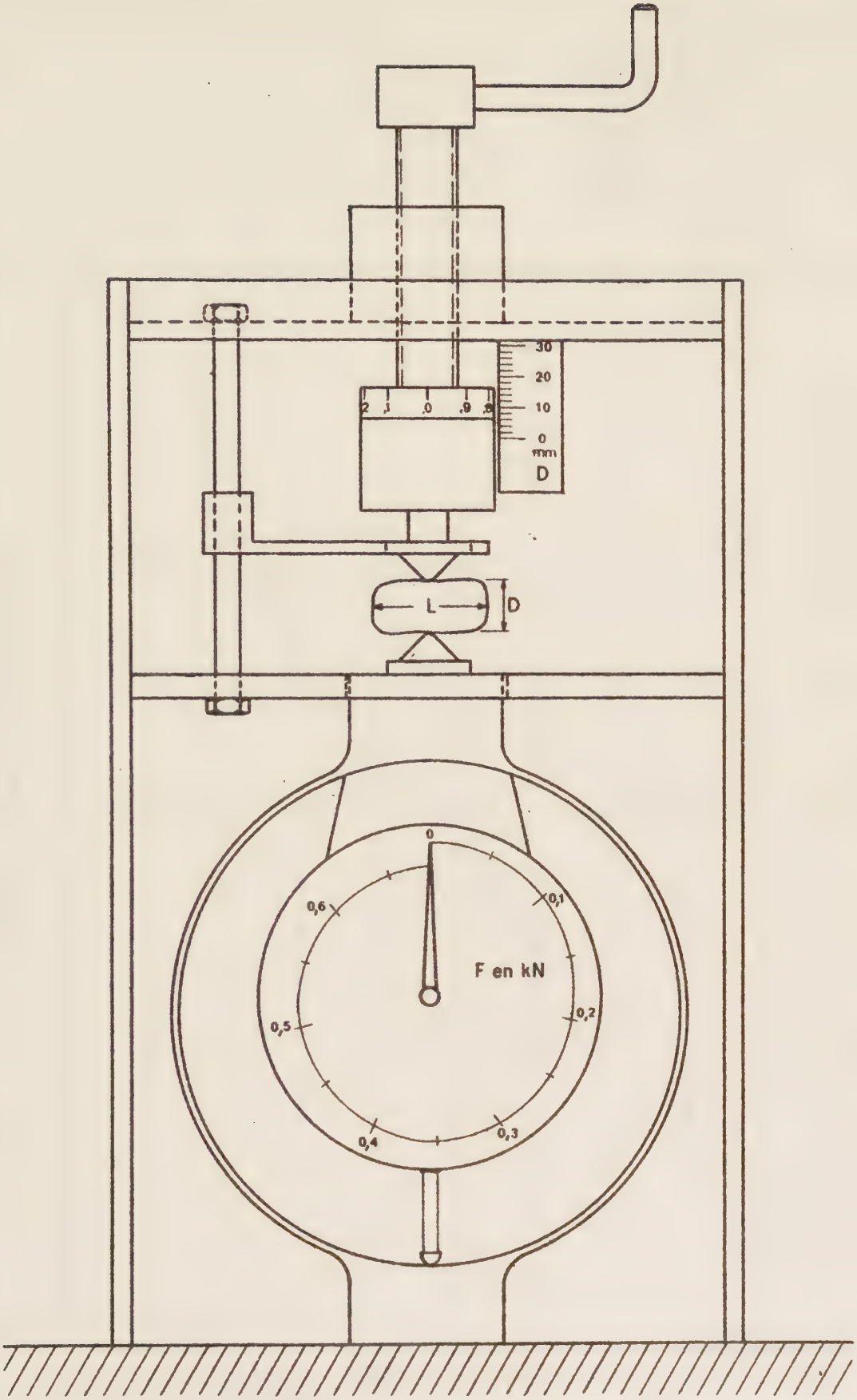
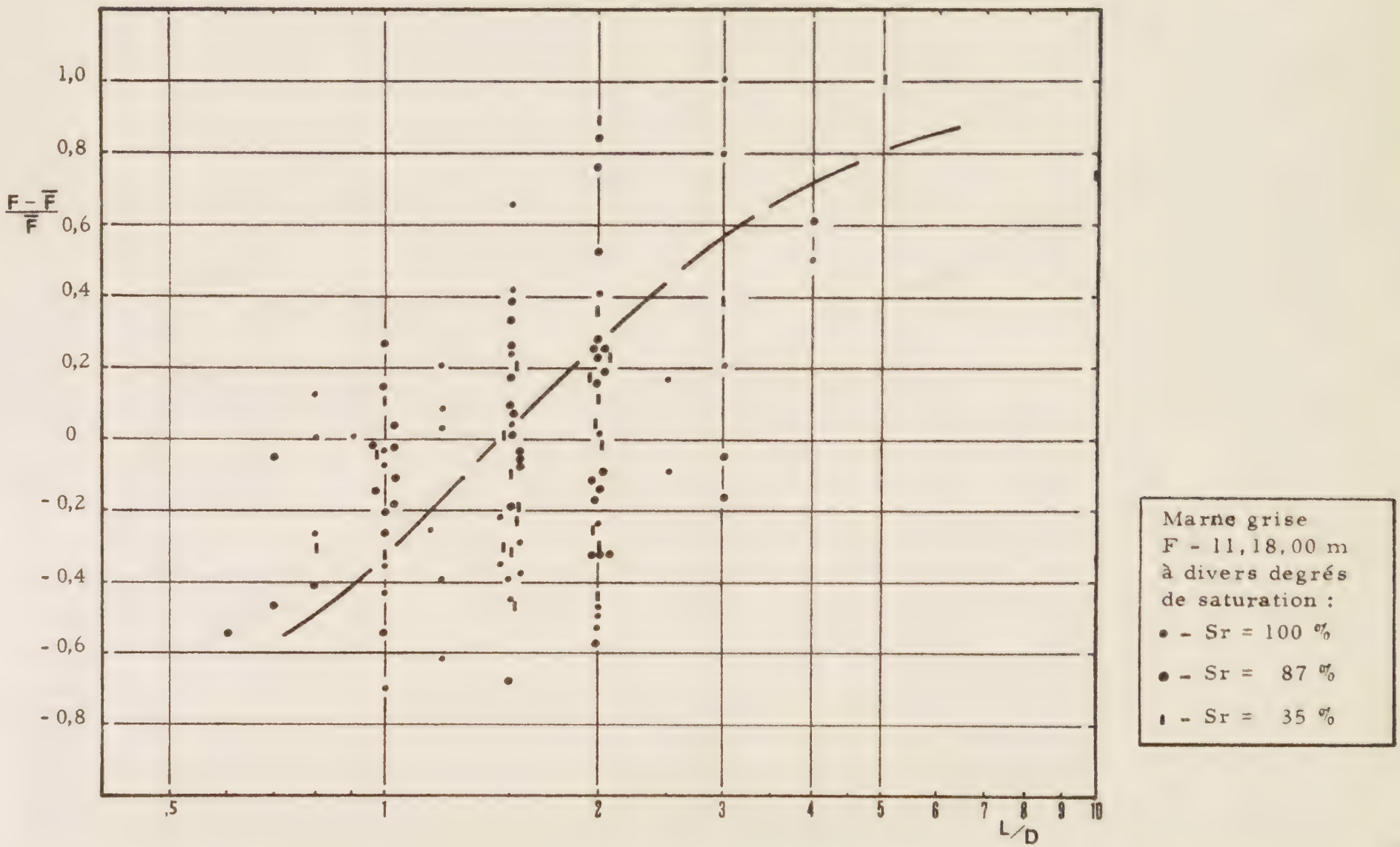


Figure 4.2 : - Dispositif simple pour l'essai de compression entre pointes.

Figure 4.3 : - Influence de la forme de l'éprouvette sur la résistance à l'écrasement entre pointes - Dispersion autour de la moyenne.



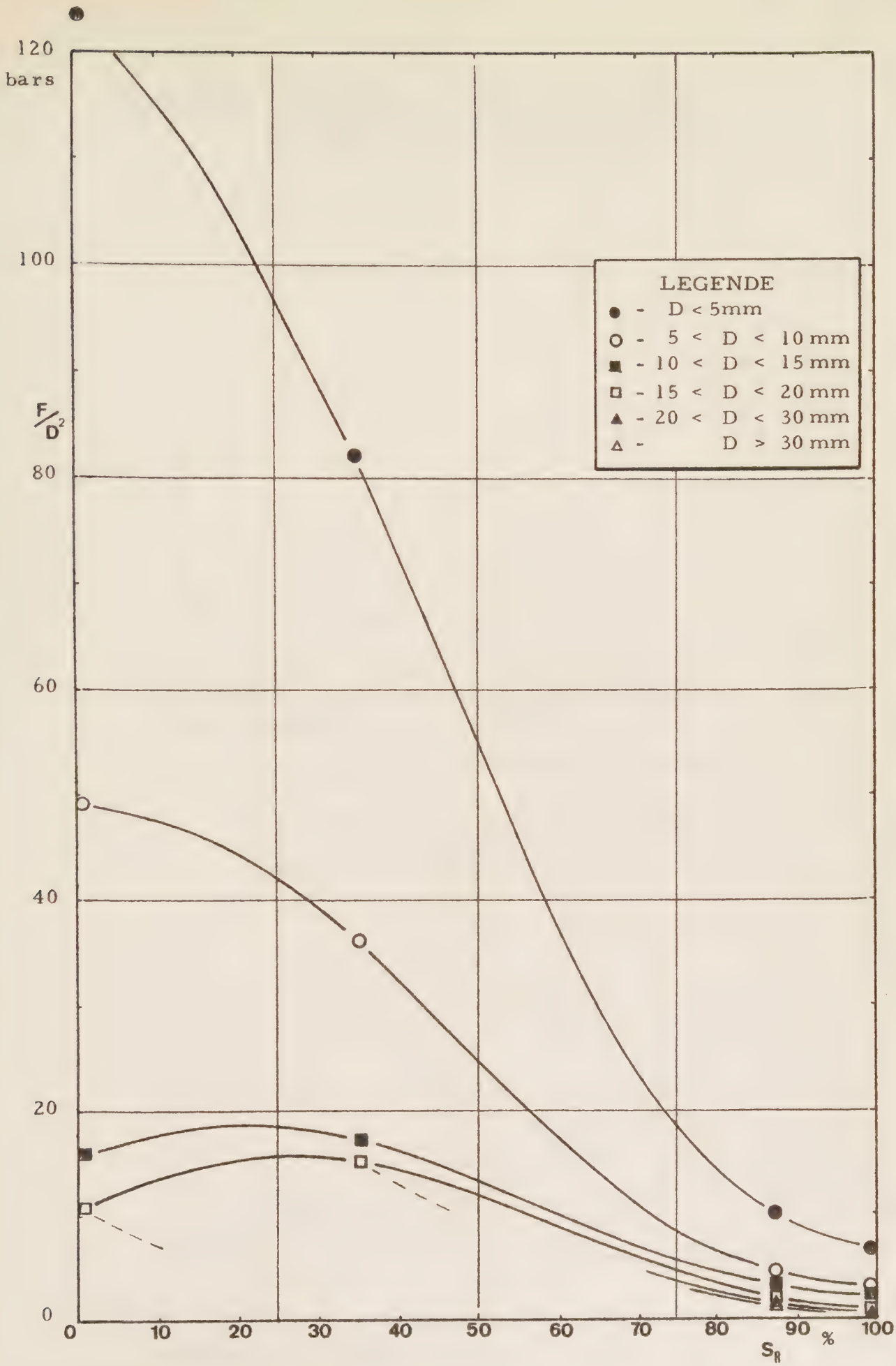
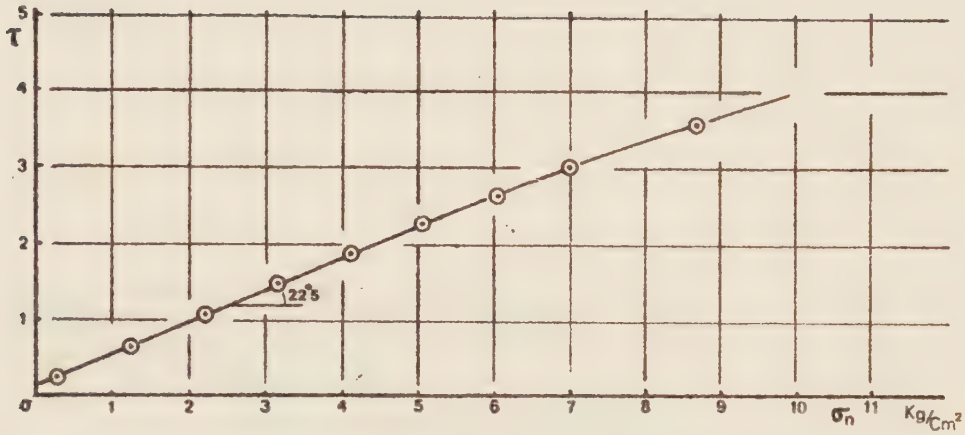


Figure 4.4 : - Valeurs moyennes de résistance de 177 écrasements perpendiculaires à la stratification, en fonction du degré de saturation des éprouvettes.

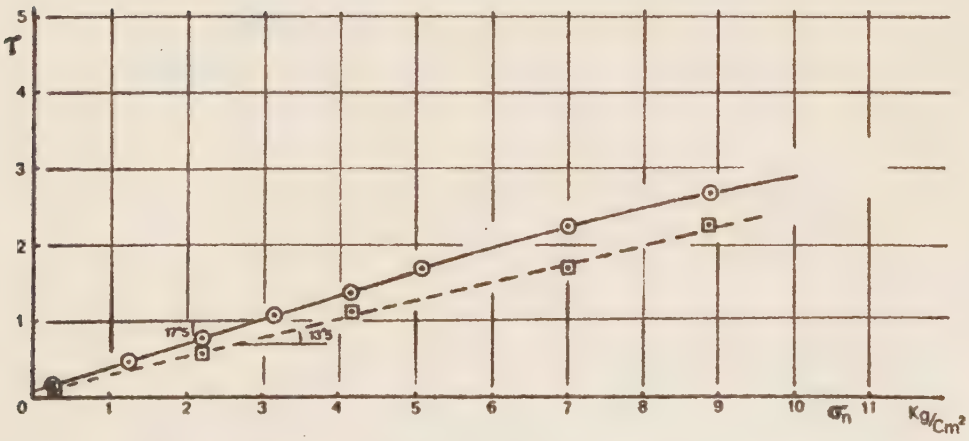
Figure 4.5 : - Cisaillements directs sur des plans prédécoupés dans des marnes indurées et cimentées (catégorie descriptive I) ,



a) F - 12. 17m00 : marne grise très silteuse, bien stratifiée, avec environ 25% de gypse en minces lentilles parallèles à la stratification.

N. B. Chaque point représente la moyenne de trois mesures.

⊡ - Résistance obtenue après addition d'un peu d'HCl pour dissoudre les carbonates dans le plan d'essai.



b) F - 19. 14m40 : marne grise avec gypse et nodules carbonates , riche en anhydrite.

Chapitre V

Page

- COMPRESSIBILITE ET SURCONSOLIDATION —

5.1 - Généralités. 71

5.2 - Consolidation unidimensionnelle. 72

5.2a) Problème de la détermination de P_c et de C_c à partir des essais sur matériaux intacts 72

5.2b) Mesures sur matériaux remaniés. . . . 75

5.3 - Consolidation sous une contrainte isotrope . 76

5.4 - Cheminements de contraintes dans les essais de consolidation 77

5.5 - Paramètres hydrauliques. 80

5.6 - Consolidation secondaire 82

5.6a) Sols normalement consolidés 82

5.6b) Sols surconsolidés. 84

5.7 - Conclusion 84

FIGURES. . . . . . 86 à 98

Chapitre V - COMPRESSIBILITE ET SURCONSOLIDATION

5.1 - GENERALITES

Une caractéristique essentielle de tous les dépôts très anciens, enfouis, puis ramenés en surface par l'érosion est leur très grande surconsolidation. Les pressions que supportent ces dépôts actuellement sont bien plus faibles que celles subies pendant leur enfouissement. Le degré de surconsolidation donne le rapport de la pression passée sur la pression actuelle. Comme on ne peut que difficilement mesurer les contraintes en place, on se contente de calculer la composante verticale par le poids des terres sur-incombantes moins la pression interstitielle au niveau considéré.

L'essai oedométrique reproduit en laboratoire le type de déformation qui existe sur le terrain, c'est-à-dire que la contrainte horizontale s'établit à une valeur telle que la déformation latérale soit nulle. L'autre essai simple à réaliser consiste à consolider le sol sous un état de contrainte isotrope. Nous avons réalisé les deux types d'essais pour les comparer. La compressibilité, dans l'un ou l'autre cas, décrit les diminutions de volume consécutives aux augmentations de contraintes. Si le sol est écroui, ou même s'il conserve partiellement la mémoire d'un écrouissage, sa compressibilité demeurera inférieure à celle donnée par le premier écrouissage. L'indice de compression C_c doit être utilisé exclusivement pour décrire la "loi d'écrouissage" que constitue la consolidation dans le domaine des contraintes supérieures aux pressions déjà subies.

Par "consolidation" ou "écrouissage volumique", nous entendrons l'augmentation irréversible de densité qui résulte de la déformation plastique de la structure. Le phénomène corollaire (diminution irréversible de densité) sera désigné par le terme "gonflement". Entre le domaine d'écrouissage volumique et le domaine de gonflement, se situe le domaine élastique des déformations réversibles. Cette distinction de trois domaines n'est faite que dans le but de caractériser une dominante du comportement du sol. En réalité, il y a un chevauchement des phénomènes par suite de leur extension hors de leur domaine propre ; ainsi dans le domaine dit élastique, il y a déjà beaucoup, à l'échelle des particules, de déformations plastiques.

5.2 - CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

Nous discuterons ici des résultats que nous avons obtenus sur 37 consolidations oedométriques, dont 13 effectuées sur matériaux remaniés ; les données recueillies sont présentées aux tableaux 5.1 et 5.2 (pages 74 et 75).

5.2a) Problème de la détermination de P_c et C_c à partir des essais sur matériaux intacts

Sur la figure 5.1, on peut constater que la recompression en laboratoire jusqu'à 10 ou 15 kg/cm^2 de la plupart des éprouvettes taillées dans les marnes et argiles de Froville, est insuffisante pour les amener dans le domaine "vierge", c'est-à-dire dans un domaine d'écrouissage entièrement nouveau. Si tel était le cas, les courbes présenteraient une partie linéaire avec le logarithme de la pression axiale σ_a. On observe plutôt une très douce courbure qui rend difficile la détermination graphique de la valeur de la pression de préconsolidation P_c. La forme des courbes peut s'expliquer facilement : sur le terrain, le gonflement des argiles indurées survient de façon hétérogène ; les zones externes des éléments indurés se ramollissent en premier. Considérons le cas simple d'un matériau partiellement altéré qui serait composé de quatre parties égales (en volume de solides) d'argile à différents états de gonflement ; les quatre courbes de recompression de chaque constituant sont données à la figure 5.2. Le tassement de tout le volume exprimé par rapport à l'indice des vides e donne :

$$\Delta e = - a_v \, \Delta\bar{\sigma} = x_1 \Delta e_1 + x_2 \Delta e_2 + x_3 \Delta e_3 \ldots\ldots$$

$$= - \Delta\bar{\sigma} \, (x_1 a_{v1} + x_2 a_{v2} + x_3 a_{v3} \ldots\ldots),$$

avec

$$x_i = \frac{(V_s)_i}{V_s} = \text{volume partiel relatif de solide } (i),$$

a_v = coefficient de compressibilité dans l'intervalle de contrainte $\Delta\bar{\sigma}$.

En clair, cela signifie que les volumes les plus compressibles se consolident plus rapidement et rejoignent par écrouissage la compressibilité des constituants plus compacts. L'hétérogénéité mécanique s'"efface" progressivement par ce nouveau cycle de consolidation. On peut donc penser que la

consolidation, ou l'écrouissage volumique, tend à réduire l'hétérogénéité, alors que le gonflement d'un dépôt préconsolidé aura pour résultat de l'augmenter, du moins dans un premier temps lorsque son action est très sélective. Dans l'état final de gonflement complet, ou de remaniement, le dépôt altéré retrouve une certaine homogénéité de densité, en équilibre avec les faibles contraintes qu'il supporte dans les premiers mètres sous la surface du sol. Dans le domaine de consolidation vierge de la figure 5.2, il n'y a plus qu'une seule compressibilité, donnée par l'indice de compression C_c. En deçà de ce domaine, la compressibilité de l'ensemble dépend des volumes partiels et de leur état de gonflement. La courbe de compression résultante présente une courbure qui s'étend beaucoup plus que celles des quatre constituants ; d'où la difficulté d'évaluer P_c et C_c.

Au point de vue pratique, les courbes oedométriques de matériaux mécaniquement hétérogènes fournissent des coefficients de compressibilité valables, mais la valeur de la pression de préconsolidation, ainsi que celle de l'indice de compression, seront sous-estimées tant que les éléments les plus indurés n'entreront pas à leur tour en déformation d'écrouissage volumique. Sur le tableau 5.1, la valeur donnée pour C_c est la pente de la tangente à la courbe pour la pression maximale de l'essai. Nous avons pu obtenir deux courbes de consolidation jusqu'à 30 kg/cm^2 sur des éprouvettes intactes ; elles sont données en diagramme arithmétique et semi-logarithmique aux figures 5.3, 5.4 et 5.5. On constate que ce n'est qu'en fin d'essai qu'on atteint le début du domaine des pressions d'écrouissage vierge.

La déformabilité des pierres poreuses contribue un peu sous forte charge au tassement lu ; on doit veiller à ce qu'elle ne fausse pas le calcul. Nous avons mesuré un tassement moyen de 0,0028 mm par kg/cm^2, pour l'oedomètre monté sans éprouvette avec les seules pierres poreuses et papiers filtres, dans le domaine des pressions supérieures à 10 kg/cm^2.

La compressibilité ($\Delta e/\Delta\sigma$) varie peu dans le domaine exploré pour le matériau surconsolidé. La portion courbée de recompression sur les figures 5.4 et 5.5 peut être plus simplement étudiée en diagramme arithmétique, car on peut sans trop d'erreurs, l'assimiler à une droite pour des contraintes comprises entre 1 et 15 kg/cm^2.

La compressibilité plus élevée au cours du premier cycle de chargement provient pour une bonne part de la fermeture des petites diaclases et des zones

Tableau 5.1 - CONSOLIDATIONS ŒDOMETRIQUES SUR DES EPROUVETTES INTACTES DE FROVILLE ET DE FRAIMBOIS

Echantillon	W_l %	I_p %	C_c %	C_d %	m_v moyen 1 à 10 bars	Catégorie
F - 11, 8,35 m	44	23	29+	2,2	0,009	IV
F - 12, 1,85 m	38	18	18+	2,3	0,006	IV
F - 12, 2,75 m	39	17	15+	2,7	0,006	IV
F - 12, 3,80 m	42	16	24+	4,3	0,009	IV
F - 12, 5,90 m	37	19	48	4,5	0,019	IV
F - 12, 9,10 m	44	20	18+	1,9	0,006	V
F - 12, 10,00 m	45	22	12+	2,5	0,008	IV
F - 12, 13,00 m	36	15	18+	3,8	0,007	III
F - 15, 0,70 m	53	26	28+	5,5	0,014	-
F - 15, 2,35 m	46	26	30	4,5	-	V
F - 15, 3,05 m	44	19	34+	3,0	0,013	IV
F - 15, 4,60 m	37	17	18+	2,3	0,008	IV
F - 15, 6,75 m	40	18	19+	3,1	0,009	IV
F - 15, 7,95 m	44	22	10+	1,4	0,005	III
F - 17, 5,85 m	51	27	26	2,7	0,006	III_B
F - 18, 4,10 m	50	21	17+	3,5	0,007	IV
F - 18, 7,30 m	39	19	15	3,1	0,010	IV
F - 19, 4,45 m	44	22	32+	2,5	0,006	II
F - 19, 6,70 m	41	18	28	5,5	0,012	V
F - 20, 3,70 m	52	22	27	5,5	0,014	IV
F - 20, 5,60 m	49	19	20+	4,1	0,019	-
F - 20, 8,50 m	44	18	18+	3,1	0,006	IV
Fraimbois - B	61	28	16+	4,5	0,002	II
Fraimbois - A	47	23	35	4,4	0,006	IV

N.B. C_c est l'indice de compression ;

C_d est la pente moyenne de la courbe de décompression;

m_v = coefficient de compressibilité volumique = $\frac{a_v}{1 + e_o}$, en cm^2/kg) ;

w_l est la limite de liquidité ;

I_p est l'indice de plasticité ;

Les catégories I à V ont été définies au chapitre III (p. 44).

molles entre les constituants plus indurés. Les valeurs de compressibilité demeurent assez dispersées, même à l'intérieur d'une seule catégorie, en raison de l'hétérogénéité dans les compositions minéralogiques et granulométriques. La moyenne des valeurs par zone marque une légère différence :

Zones II et III : $\overline{m}_v = 0{,}005$, $\overline{C}_c = 0{,}20$

Zone IV : $\overline{m}_v = 0{,}009$, $\overline{C}_c = 0{,}235$

Zone V : $\overline{m}_v = 0{,}010$, $\overline{C}_c = 0{,}29$

(m_v = coefficient de compressibilité volumique = $\frac{a_v}{1 + e_o}$, en cm^2/kg).

5.2b) Mesures sur matériaux remaniés

Afin d'obtenir plusieurs éprouvettes identiques, nous avons préparé des volumes homogènes en remalaxant le matériau à une teneur en eau voisine de la limite de liquidité. Ces éprouvettes nous ont permis d'obtenir un comportement d'écrouissage vierge dans un domaine de contrainte beaucoup plus étendu. Les matériaux remaniés ont été travaillés à la spatule, sans broyage, jusqu'à l'obtention d'une bonne homogénéité. Des lames minces taillées dans les éprouvettes d'essai montrent que ce traitement mécanique laisse persister beaucoup de petits agrégats d'argile indurée. Dans les matériaux remaniés, toutes les traces de la surconsolidation et de la cimentation ne sont donc pas effacées ; par contre, l'isotropie est assurée. Il est très intéressant de comparer les indices de compression et de décompression du même matériau, intact et remanié ; (voir au tableau 5.2 ci-dessous, les valeurs de C_c pour F-17, 5,8 m et Fraim-

Tableau 5.2 - CONSOLIDATIONS OEDOMETRIQUES SUR MATERIAUX REMANIES

	Pression max. kg/cm²	w_l %	I_p %	C_c %	A %	R %	B_a %
F-12, 7,3 m	15,65	48	21	40	6,5	0,5	45
F-15, 12,5 m	15,65	51	25	22	3,5	0,5	33
F-17, 5,8 m	15,65	51	27	23	3,7	0,4	35,1
Froville P-7	15,65	43	18	24,5	3,90	0,9	35,3
Froville P-7	28,3	"	"	25,5	3,94	0,9	35,8
Fraimbois - A	15,65	47	23	30	4,9	0,7	38,9

N.B. R est défini (p.77) comme pente de la portion de rebondissement ;
A et B_a sont les paramètres de la droite de compression exprimée en fonction de la teneur en eau w et du logarithme naturel de la pression axiale σ_a
($w = B_a - A \ln \sigma_a$) (voir p. 77).

bois-A). L'indice C_c est d'environ 15 % plus faible pour les matériaux remaniés alors que les pentes des courbes de décompression sont à peu près identiques (ex. : fig. 5.5). Ce phénomène est observé pour presque tous les sols ; il est rattaché à la sensibilité de la structure des sols intacts, par rapport à un remaniement mécanique.

5.3 - CONSOLIDATION SOUS UNE CONTRAINTE ISOTROPE

Sur quelques-uns des matériaux étudiés en consolidation unidimensionnelle, nous avons effectué des consolidations sous un état de contrainte isotrope σ_3 , avec une contre-pression (CP) interne pour assurer une saturation parfaite. La saturation de l'éprouvette se fait par petits paliers où σ_3 et CP sont augmentés simultanément. Les charges sont appliquées de façon statique sur le plateau P du dispositif schématisé par la figure 5.6. Le drainage de l'éprouvette s'effectue par toute sa surface au moyen de drains de papier filtre et d'une pierre poreuse sur la base. La figure 5.7 donne la valeur du facteur T_r en fonction des configurations possibles de drainage. Nous avons procédé exactement comme dans l'essai de consolidation unidimensionnelle en doublant la valeur σ_3 - CP et en mesurant les variations de volume. Ces quantités sont très petites dans le cas d'éprouvettes surconsolidées, à la limite souvent de la précision de la burette. Ce dispositif ne permet pas d'atteindre des contraintes supérieures à quelques kg/cm², ce qui constitue son deuxième inconvénient. Néanmoins, les quelques résultats cohérents obtenus nous ont donné de précieux renseignements, rassemblés au tableau 5.3.

Tableau 5.3 - CONSOLIDATIONS SOUS ETAT DE CONTRAINTE ISOTROPE

ECHANTILLON	Pression max. kg/cm²	γ_s g/cm³	A %	R %	B %	R/A	C_c %
F-15, 12,5 m	6,4	2,69	2,4	0,95	28,3	0,40	15
Frov. P-7*	6,1	2,72	3,4	1,1	32,7	0,32	21
Fraim. - A*	6,4	2,70	> 2	1,0	> 33	<0,50	>12
Fraim. - A rem*	6,0	2,70	3,9	-	33,2	(0,26)	24

N.B. A, B et R sont des paramètres de consolidation définis p.77 .
Les échantillons marqués de (*) représentent la moyenne de deux essais.
γ_s est le poids spécifique des grains solides.

En effectuant les essais sur des matériaux saturés, les variations de volume sont mesurées par des quantités d'eau qui sortent de l'éprouvette ; c'est pourquoi nous présentons les résultats en fonction des teneurs en eau w, en précisant bien que cette partie de l'étude ne s'applique qu'aux matériaux saturés. La loi de consolidation normale peut s'écrire :

$$w = B - A \ln \sigma ,$$

ou encore

$$\exp \frac{B - w}{A} = \sigma ,$$

avec B = cte du sol,

A = cte du sol $= \dfrac{C_c}{2,3\ G}$

où G est la densité relative des grains solides.

Sous cette forme, il nous sera plus pratique d'utiliser les résultats d'essais de consolidation dans l'étude de la résistance mécanique au chapitre suivant. Nous désignerons par le symbole R la pente moyenne de la portion de rebondissement ou de déchargement à la fin des essais. Le paramètre R est relié à l'indice de décompression C_d de la même façon que A se rattache à C_c ;

$$R = \frac{\Delta w}{\Delta \ln \sigma} = \frac{C_d}{2,3\ G}.$$

Les valeurs correspondantes A, B_a et R pour les essais oedométriques sont aussi données au tableau 5.2.

En supposant que dans l'essai oedométrique la contrainte radiale (σ_r) soit proportionnelle à la contrainte axiale (σ_a) et que la valeur du rapport ($\sigma_r/\sigma_a = K_o$) soit constante, on devrait trouver la même pente, pour les deux types de consolidation, sur un diagramme (w, $\ln \sigma$) ; seule la valeur à 1 kg/cm^2, désignée B_a lorsqu'on trace la courbe par rapport à σ_a, devrait différer de B. En réalité, les courbes obtenues pour un même matériau diffèrent en valeur de pente R et un peu en valeur de pente A ; en compression, A (ou C_c) est un peu plus faible, et en rebondissement R (ou C_d) est plus fort que dans l'essai oedométrique (voir l'exemple pour un même matériau donné à la figure 5.8). La valeur plus faible de rebondissement dans l'essai oedométrique peut être expliquée en regardant de plus près comment évoluent les contraintes.

5.4 - CHEMINEMENTS DE CONTRAINTES DANS LES ESSAIS DE CONSOLIDATION

Nous introduisons ici une notion qui sera utilisée constamment au chapitre suivant ; le cheminement du point représentant l'état des déformations

dans l'espace des déformations principales dépend du cheminement du point représentant l'état de contrainte dans l'espace des contraintes. Les deux types d'essais utilisés imposent une même symétrie axiale à l'état de contrainte ; on peut donc se contenter de schématiser les cheminements par rapport à deux axes au lieu de trois (voir fig. 5.9).

Sous une contrainte isotrope (fig. 5.9a), on aura isotropie ou anisotropie de déformation selon que le matériau est isotrope ou anisotrope. Avec la condition que la déformation radiale soit nulle ($\varepsilon_r = 0$), imposée en consolidation uniaxiale (fig. 5.9b), on aura une valeur $\sigma_r = K_o\ \sigma_a$ en cours de chargement. Lorsqu'on diminue ensuite σ_a jusqu'à zéro, la valeur de la contrainte radiale ne suit pas du tout le chemin initial, mais prend une valeur $K\ \sigma_a$; le coefficient K augmente au fur et à mesure que le déchargement se poursuit. SKEMPTON et SOWA (1963) montrent que la valeur de K dépasse très rapidement 1.

Nous avions remarqué en démontant les éprouvettes à la fin des essais oedométriques, la très grande pression nécessaire parfois pour sortir l'éprouvette du moule, ce qui indiquait la persistance d'une contrainte radiale $(\sigma_r)_f$ importante en fin d'essai, alors que la contrainte axiale est nulle ($\sigma_a = 0$). Il est possible d'évaluer indirectement cette contrainte en mesurant la force F_D (fig. 5.10) nécessaire pour amorcer un glissement lent de l'éprouvette hors du moule. La mesure se fait avec l'oedomètre rempli d'eau, en observant le mouvement à l'aide des comparateurs déjà en place (non figurés sur le schéma). Il suffit de dévisser l'anneau de serrage Ⓢ de quelques tours et de maintenir la partie supérieure du moule à l'aide de cales ⓒ pour créer un espace H suffisant pour que l'éprouvette puisse glisser. La mesure du coefficient de frottement $\mu_{s.}$ sol-acier s'effectue sur un petit bloc taillé dans l'éprouvette (fig. 5.10b) : on donne diverses valeurs à la force N en mesurant la force tangentielle T (appliquée au centre de gravité de la surface de contact cylindrique), qui amorce le glissement au même taux de déformation que précédemment. Le tableau 5.4 (p. 79) rassemble les résultats obtenus sur matériaux remaniés.

On voit que les contraintes radiales de fin d'essai peuvent être assez élevées. Pour les trois échantillons du tableau 5.4, nous croyons qu'elles se situent sur, ou très près, de leur limite d'écoulement plastique en extension. Lorsque σ_a tend vers zéro, le cheminement de contrainte amène le sol à un état de contrainte voisin de cette limite d'écoulement plastique (figurée par L_e sur la figure 5.9b). Si l'état d'écoulement plastique est atteint, le gonflement s'en

trouve accéléré ; en dernière partie du déchargement, le sol sort parfois du domaine élastique créé par la consolidation précédemment subie, et la variation de volume s'accélère brusquement, comme on peut le voir sur la figure 5.3. Le point d'inflexion se situe à une contrainte plus élevée pour une pression de consolidation plus grande. Les matériaux intacts et remaniés étudiés indiquent que le rapport entre cette contrainte et la pression maximale de consolidation est de l'ordre de 0,03 à 0,05.

Tableau 5.4 - MESURES DE LA CONTRAINTE RADIALE EN FIN D'ESSAI

ECHANTILLON	Pression max. kg/cm²	w_f %	τ_o kg/cm²	μ_{ss}	$(\sigma_r)_f$ kg/cm²
F-17, 5,75 m*	15,65	27,4	0,40	0,45	0,89
Froville P-7**	10,45	29,3	0,27	0,47	0,57
Fraimbois - A**	15,65	28,8	0,37	0,49	0,75

(*) Moyenne de 3 éprouvettes (**) Moyenne de 2 éprouvettes

w_f : teneur en eau de saturation en fin d'essai ;

τ_o : contrainte tangentielle due au frottement ;

μ_{ss} : coefficient de frottement mesuré.

Pour un dépôt en place en terrain plat, la décompression par l'érosion des terres sur-incombantes ne peut se traduire que par une déformation verticale. Dans les horizons non diaclasés et bien indurés, on peut admettre que les contraintes horizontales (σ_h) puissent conserver une valeur élevée et même supérieure au poids des terres sur-incombantes (p_o ou σ_v). Au-delà d'une certaine valeur du rapport $\frac{\sigma \text{ horizontal}}{\sigma \text{ vertical}}$ il y a rupture et formation de diaclases à $\pi/4 - \phi/2$ de la contrainte principale majeure σ_h ; les petits déplacements le long de ces surfaces, parfois suffisants pour produire des stries, permettent la relaxation de σ_h. L'hétérogénéité complique beaucoup cette image simple et amène la formation de ruptures de traction et de décohésion des plans de stratification. A une profondeur donnée d'un dépôt, l'état de contrainte (σ_h , $\sigma_v = p_o$) peut se situer n'importe où entre les points limites PP' (fig. 5.9b) selon le degré d'altération chimique et mécanique.

5.5 - PARAMETRES HYDRAULIQUES

Nous avons discuté jusqu'à maintenant de la compression des matériaux sans tenir compte du facteur temps, en supposant la consolidation primaire achevée et la structure du sol en équilibre avec les contraintes. En réalité cet équilibre n'est atteint dans les argiles saturées qu'après un certain temps, qui dépend des paramètres hydrauliques. Les diagrammes où l'on porte le tassement en fonction du temps permettent d'obtenir ces paramètres, qui servent ensuite à prédire l'évolution dans le temps des tassements des fondations et autres ouvrages.

Nous avons calculé les paramètres c_v (coefficient de consolidation) et k (coefficient de perméabilité) dans les deux types d'essais réalisés. Les valeurs de c_v et de k tirées des essais oedométriques sont beaucoup plus élevées que celles obtenues par mesure directe (voir au tableau 5.5 et comparer les figures 5.11 et 5.12) et par consolidation sous contrainte isotrope. Les valeurs (10^{-9} à 10^{-7} m/s) obtenues avec les essais de consolidation sous un état de contrainte isotrope (fig. 5.12) correspondent plus à la nature des matériaux ; on ne doit donc jamais se contenter des valeurs tirées des essais oedométriques, car le calcul de k basé sur la théorie de Terzaghi ne correspond pas toujours à la réalité complexe des matériaux du Keuper, surtout dans le domaine des fortes pressions et des faibles compacités. Les points portés sur la figure 5.12 (échantillons en consolidation sous contrainte isotrope, ainsi que les deux mesures directes sur échantillons intacts de Fraimbois) représentent des valeurs de coefficient de perméabilité pour des éprouvettes saturées à 100 % par une forte contre-pression (> 2 kg/cm^2). Les autres éprouvettes (fig. 5.11) n'étaient soumises qu'à une hauteur d'eau constante de 80 cm, insuffisante pour expulser tout l'air emprisonné dans les pores.

On remarque enfin la tendance générale qu'a le coefficient de consolidation c_v de diminuer avec la pression (tableau 5.5, page suivante) ; c'est ce qui est généralement observé pour les sols surconsolidés. Le temps nécessaire pour la dissipation des pressions interstitielles créées par les surcharges sur une épaisseur H de sol, augmente avec la valeur de ces surcharges. En pratique, l'état de surconsolidation des matériaux du Keuper réduit la valeur des tassements primaires ainsi que le temps nécessaire pour qu'ils s'effectuent. Un problème pratique demeure cependant : les valeurs mesurées sur de petites éprouvettes représentent mal la perméabilité du matériau en place. Dans un massif,

Tableau 5.5 - PARAMETRES HYDRAULIQUES

ECHANTILLON	CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE				CONSOLIDATION ISOTROPE				MESURE DIRECTE	
	σ_a kg/cm²	e	c_v 10^{-4} cm²/s	k 10^{-4} cm/s	σ' kg/cm²	e	c_v 10^{-4} cm²/s	k 10^{-4} cm/s	e	k 10^{-4} cm/s
Fraimbois A intact	2,65	0,88	15	0,41	0,25	0,87	5,6	0,16	0,90	0,13
	10,45	0,785	8	0,04	0,50	0,855		0,11	0,89	0,09
	28,26	0,645	6	0,02	1,00	0,84	10,9	0,070		
					2,20	0,825	7,0	0,056		
					3,95	0,81	9,1	0,060		
					6,35	0,78	6,7	0,036		
Fraimbois A remanié	0,57	1,055	8	0,6					0,685	0,0027
	1,35	0,96	12	0,5					0,675	0,001
	2,65	0,885	12	0,25					0,725	0,006
	5,25	0,805	10	0,12					0,75	0,017
	10,45	0,725	9	0,06					0,805	0,043
	15,65	0,675	5	0,028						
Froville P-7	0,18	1,12	1,6	0,21	0,25	0,98	1,6	0,3		
	0,57	0,98	4,6	0,21	0,50	0,935	1,04	0,1		
	4,5	0,71	4,9	0,023	1,0	0,885	0,42	0,06		
	20,3	0,66	7,0	0,017	2,05	0,815	0,53	0,02		
	28,3	0,60	2,6	0,004	4,21	0,75	0,30	0,005		
					6,13	0,715	0,20	0,002		
F-15, 12,50 m	0,57	0,93	98	7	0,25	0,755	7,2	0,16		
	5,25	0,73	84	0,6	2,12	0,71	1,4	0,03		
	15,65	0,63		0,13	3,81	0,67	0,8	0,01		
					6,36	0,64	0,45	0,003		
F-17, 5,75 m	2,55	0,83	20	0,34						
	10,36	0,72	17	0,10						

N.B. σ_a , σ' pression sous laquelle a été effectuée la mesure ;
e indice des vides ;
c_v coefficient de consolidation ;
k coefficient de perméabilité.

la perméabilité peut être localement bien plus élevée au niveau des zones fissurées et au niveau des zones de dissolution. Il est indispensable d'effectuer des mesures *in situ* pour obtenir des valeurs plus représentatives de la perméabilité à grande échelle.

5.6 - CONSOLIDATION SECONDAIRE

Le tassement primaire déterminé par les paramètres hydrauliques est suivi dans le temps par une déformation qui est appelée la consolidation secondaire. Dans tout sol argileux saturé soumis à une contrainte, une certaine quantité d'eau continue à être expulsée même après la dissipation complète des pressions interstitielles créées par cette contrainte. Cette diminution de teneur en eau est à peu près linéaire avec le logarithme du temps ;

$$w_1 - w_2 = - a \ln (t_1 / t_2).$$

Il est utile de l'évaluer et d'en tenir compte dans l'interprétation d'essais effectués sur des durées très différentes du temps de consolidation primaire que l'on désignera par le symbole t_{100}.

5.6a) Sols normalement consolidés

Pour une consolidation normale (d'écrouissage volumique nouveau), la valeur du paramètre a_n est constante et représente une caractéristique intrinsèque du sol. L'exemple porté sur la figure 5.13 montre que les courbes isochrones sont parallèles et prennent un espacement égal entre elles après la fin de la consolidation primaire. On remarque cependant que la courbe t_{100}, qui passe par les points de fin de consolidation primaire (points obtenus graphiquement par la méthode classique), est oblique par rapport aux isochrones, car la valeur de t_{100} augmente avec la contrainte, puisque la perméabilité diminue.

Pour les matériaux du Keuper (tableau 5.6), la valeur du paramètre a_n est d'environ 0,1 % pour les matériaux remaniés, ainsi que sous les charges très grandes pour les matériaux intacts.

Il est important de noter que la consolidation secondaire sous une charge donnée est indépendante de la durée des intervalles de chargement dans un essai oedométrique. La diminution de teneur en eau sous une charge constitue en quelque sorte un tassement pris à l'avance pour le prochain palier de chargement, ou une très légère surconsolidation par rapport à la courbe t_{100}. Le nouveau palier de chargement effacera complètement cet effet, comme l'ont montré les essais de WALKER (1969).

Tableau 5.6 - VALEURS DU PARAMETRE a EN % POUR DES CONSOLIDATIONS UNIDIMENSIONNELLES

a) ECHANTILLONS INTACTS	Valeur de σ_a (kg/cm^2) 0,3	0,7	1,35	2,65	5,25	7,8	10,5
RR - 20, 3 m	0,013	0,018	0,052	0,037	0,048	0,047	0,042
RR - 20, 19 m	-	-	0,028	0,042	0,070	0,070	0,078
RR - 21, 36 m	-	0,004	0,005	0,011	0,021	0,025	0,026
RR - 22, 12,50 m	-	0,025	0,033	0,050	0,072	0,080	0,080
RR - 22, 18 m	0,007	0,012	0,020	0,021	0,052	0,076	0,093
RR - 23, 10,60 m	-	0,018	0,020	0,029	0,045	0,038	0,044
RR - 24, 21,50 m	-	0,007	0,015	0,020	0,032	0,042	0,050
RR - 25, 12 m	0,005	0,006	0,010	0,015	0,022	0,030	0,038
F - 15, 0,70 m	-	0,045	0,053	0,075	0,13	-	0,11
F - 15, 3,05 m	0,015	0,030	0,031	0,07	0,11	-	0,17
F - 15, 4,60 m	0,016	0,019	0,028	0,05	0,07	-	0,10
F - 15, 6,75 m	0,018	0,025	0,028	0,044	0,08	-	0,10
F - 15, 7,95 m	0,005	0,008	0,012	0,019	0,023	-	0,04
F - 17, 5,85 m	-	-	-	0,047	-	-	0,093*
Fraimbois - B	0,002	0,003	0,005	0,006	0,012	-	0,026**
Fraimbois - A	-	-	0,033	0,033	-	-	0,09***

b) ECHANTILLONS REMANIES	0,18	0,57	2,65	5,25	10,50	15,65 (kg/cm^2)
F - 15, 12,50 m	-	0,06	-	0,08	-	0,10
F - 17, 5,95 m	-	-	0,07	-	-	0,09
Frov. P-7	0,04	0,08	-	-	-	0,10
Fraimbois - A	-	0,07	0,07	0,08	0,09	0,12

* et en un 2ème cycle de recompression : 0,023 (à 7,14 kg/cm^2), 0,045 (à 12,4), 0,11 (à 23) et 0,11 (à 33,5).

** et 0,047 (à 15,6 kg/cm^2), 0,070 (à 28) et 0,043 (à 33,5).

*** et 0,17 (à 28 kg/cm^2).

5.6b) Sols surconsolidés

Nous avons observé dans tous nos essais que la consolidation secondaire est plus faible pour les sols déjà surconsolidés. Dans un essai oedométrique, la valeur de **a** croît progressivement jusqu'à la valeur d'environ 0,1 % lorsque la courbe de consolidation atteint le domaine d'écrouissage vierge. Cette augmentation est étroitement liée au degré de surconsolidation. Nous donnons à la figure 5.14 trois exemples types de courbes de consolidation sur des argiles de Froville. Sous la courbe qui réunit les points de fin de consolidation primaire, nous avons porté une distance Δw égale à 10 fois la valeur du paramètre **a** mesuré sur les courbes du tassement dans le temps. La seconde courbe obtenue représente la consolidation (primaire + secondaire) pour une durée de temps (t_2) égale à exp 10 x t_{100} , c'est-à-dire pour un temps environ 22 000 fois plus long. Le rapport t_2/t_{100} a été pris exagérément grand simplement pour rendre la figure lisible ; rien ne nous permet de supposer que la valeur du paramètre **a** demeure constante pour une échelle de temps aussi grande. Le fait important que nous voulons illustrer est que la nouvelle courbe t_2 est à peu de chose près une translation horizontale d'une distance 10 L de la première courbe ; cette quantité **L** apparaît comme un paramètre constant valable tant dans le domaine normalement consolidé que dans le domaine surconsolidé :

$$L = \frac{a}{\Delta w/\Delta \ln \sigma} = \text{cte},$$

avec, dans le domaine des pressions de consolidation normale,

$$\Delta w/\Delta \ln \sigma = A = \text{cte} \quad \text{(voir p. 77)}$$

$$a = a_n = \text{cte} \quad \text{(paragraphe 5.6a)}$$

$$\text{donc} \quad L = a_n/A = \text{cte}.$$

La figure 5.15 montre comment se répartissent les valeurs de **a** pour les différentes catégories (ou zones) définies au chapitre III. Les matériaux remaniés donnent des valeurs semblables à celles de la zone V. La moyenne des valeurs maximales ($a \rightarrow a_n$) est environ 10^{-3} (0,1 %), ce qui en pratique donne moins de 0,5 % de diminution de teneur en eau au cours d'une durée cent fois plus longue que t_{100}.

5.7 - CONCLUSION

Par un nombre limité d'essais, nous n'avons pu que donner des valeurs ponctuelles obtenues sur de petits échantillons ; elles peuvent servir à fixer

l'ordre de grandeur des divers phénomènes discutés dans ce chapitre. Un certain nombre de paramètres ont été définis en fonction de la teneur en eau de saturation afin de faciliter la discussion des résultats des essais de résistance, objet du chapitre suivant.

La grande surconsolidation subie dans l'histoire géologique du Keuper est effacée en grande partie par le gonflement. Les variations dans ce gonflement existent à l'échelle de la stratification et aussi à petite échelle, dans la structure des échantillons soumis aux mesures en laboratoire. A l'échelle du terrain, elles sont responsables des différences que nous avons schématisées en cinq catégories au chapitre III. A l'échelle des éprouvettes de laboratoire, elles rendent difficile la détermination de la pression de surconsolidation et de l'indice de compression par les méthodes classiques. En utilisant uniquement des résultats d'essais oedométriques, on surestime les variations de volume en compression et en décompression qui se produisent sous d'autres types de sollicitation, comme par exemple dans nos essais sous un état de contrainte isotrope. Il apparaît important pour la bonne utilisation des données obtenues par un type d'essai, de considérer comment évoluent les contraintes.

L'obtention des paramètres hydrauliques applicables à des problèmes pratiques est plus délicate ; on a constaté qu'il est très difficile d'accorder une pleine confiance à ceux que l'on obtient à partir des courbes de consolidation oedométriques.

Le problème du tassement secondaire dans les argiles du Keuper n'est pas important en tant que tel, car il demeure faible. Les déformations secondaires sont plus grandes pour les matériaux altérés et pour les matériaux remaniés. Il sera utile d'en tenir compte dans les problèmes concrets : Par exemple, la consolidation primaire d'une couche argileuse de 25 cm d'épaisseur sera cent fois plus lente que l'essai oedométrique effectué en laboratoire sur une éprouvette du même sol, épaisse de 25 mm. Les déformations secondaires seront sensiblement les mêmes dans les deux cas ; la teneur en eau atteinte en fin de consolidation primaire sur le terrain sera environ 0,5 % plus faible que celle obtenue en laboratoire, pour une valeur a = 0,1 %. Nous reviendrons sur une autre conséquence des déformations secondaires, au paragraphe 6.8. Etant donné leur forme logarithmique, elles sont à considérer surtout pour l'extrapolation des résultats de laboratoire aux problèmes concrets de fondations, et pas tellement pour l'évolution des tassements secondaires in situ.

- - - - - - - -

Figure 5.1 : - Consolidations oedométriques sur des éprouvettes intactes provenant du site de la digue de Froville.

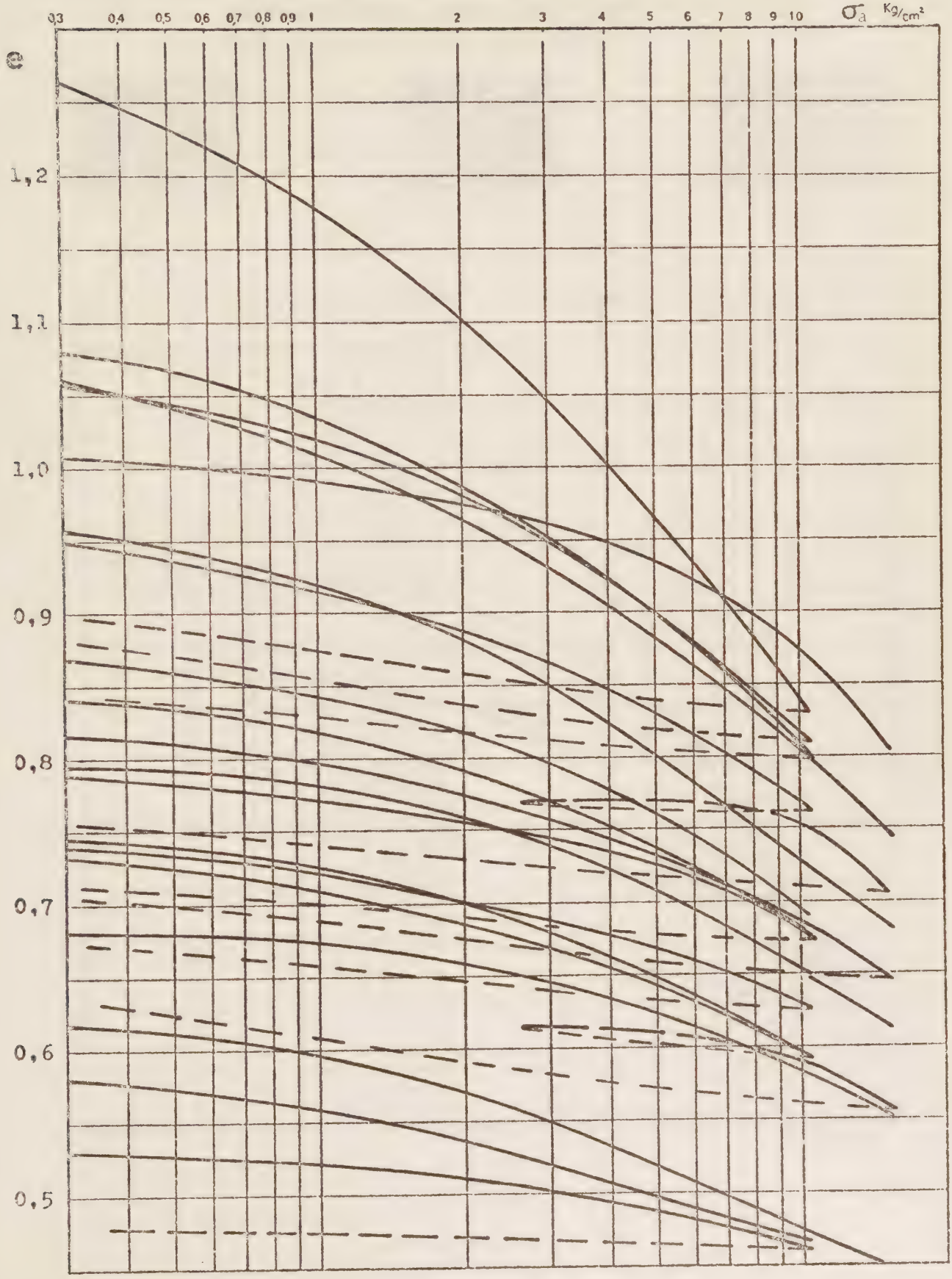
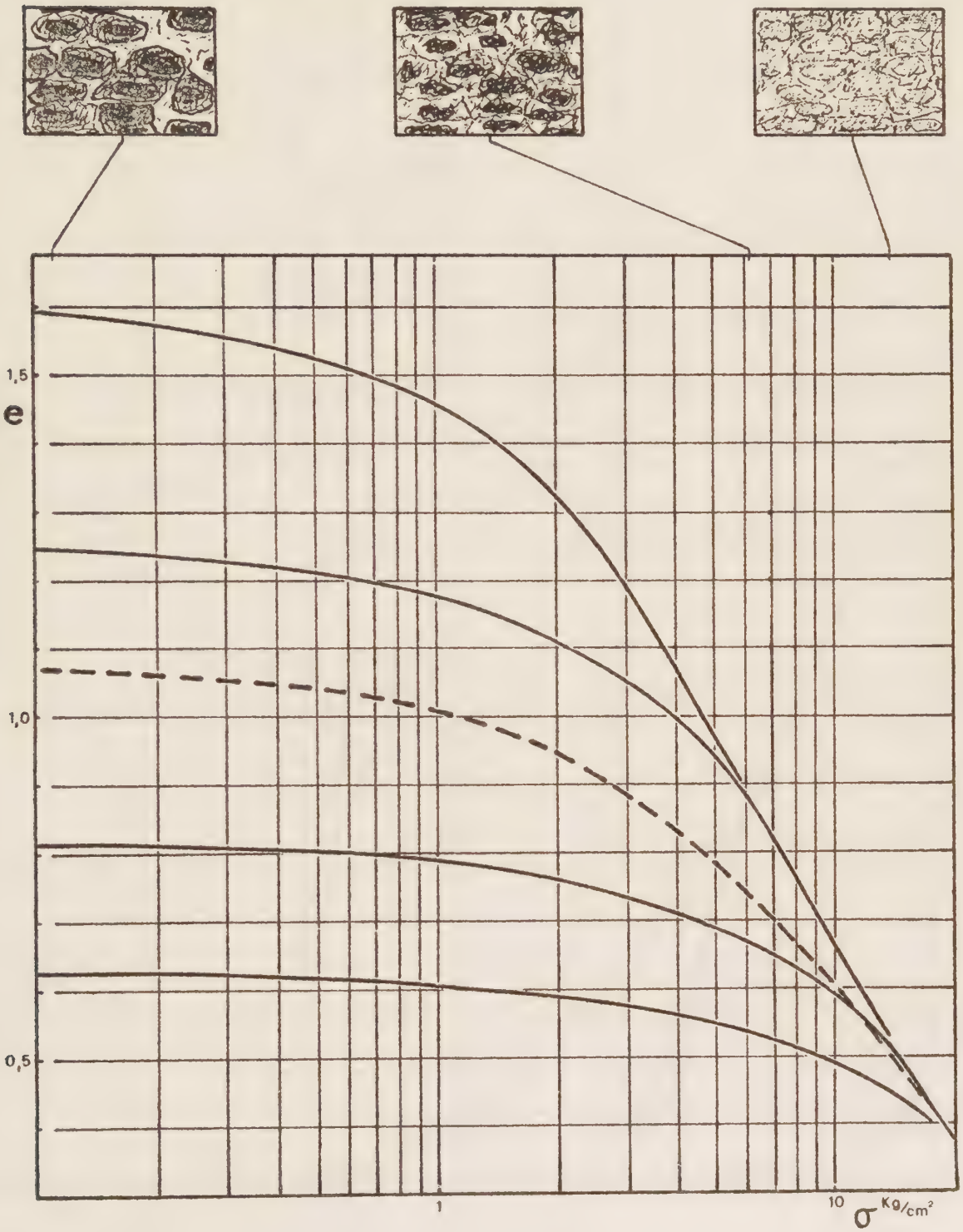


Figure 5.2 : - Courbes de compressibilité d'un sol hétérogène ainsi que de ses quatre constituants (en proportions égales dans cet exemple).



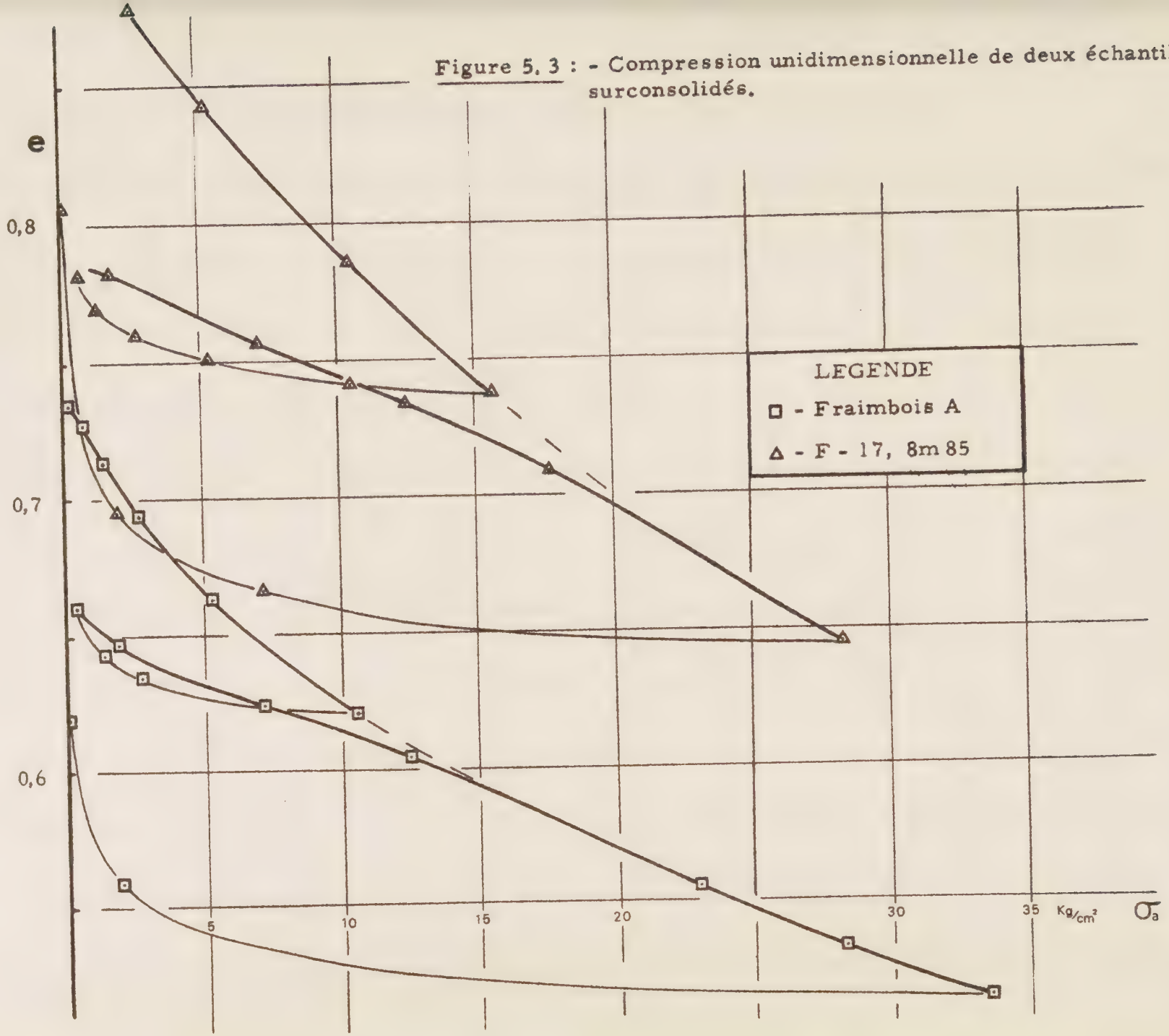


Figure 5, 3 : - Compression unidimensionnelle de deux échantillons surconsolidés.

Figure 5.4 : - Argile calcaire indurée - Froville, sondage 17, prof. 5 m 85.

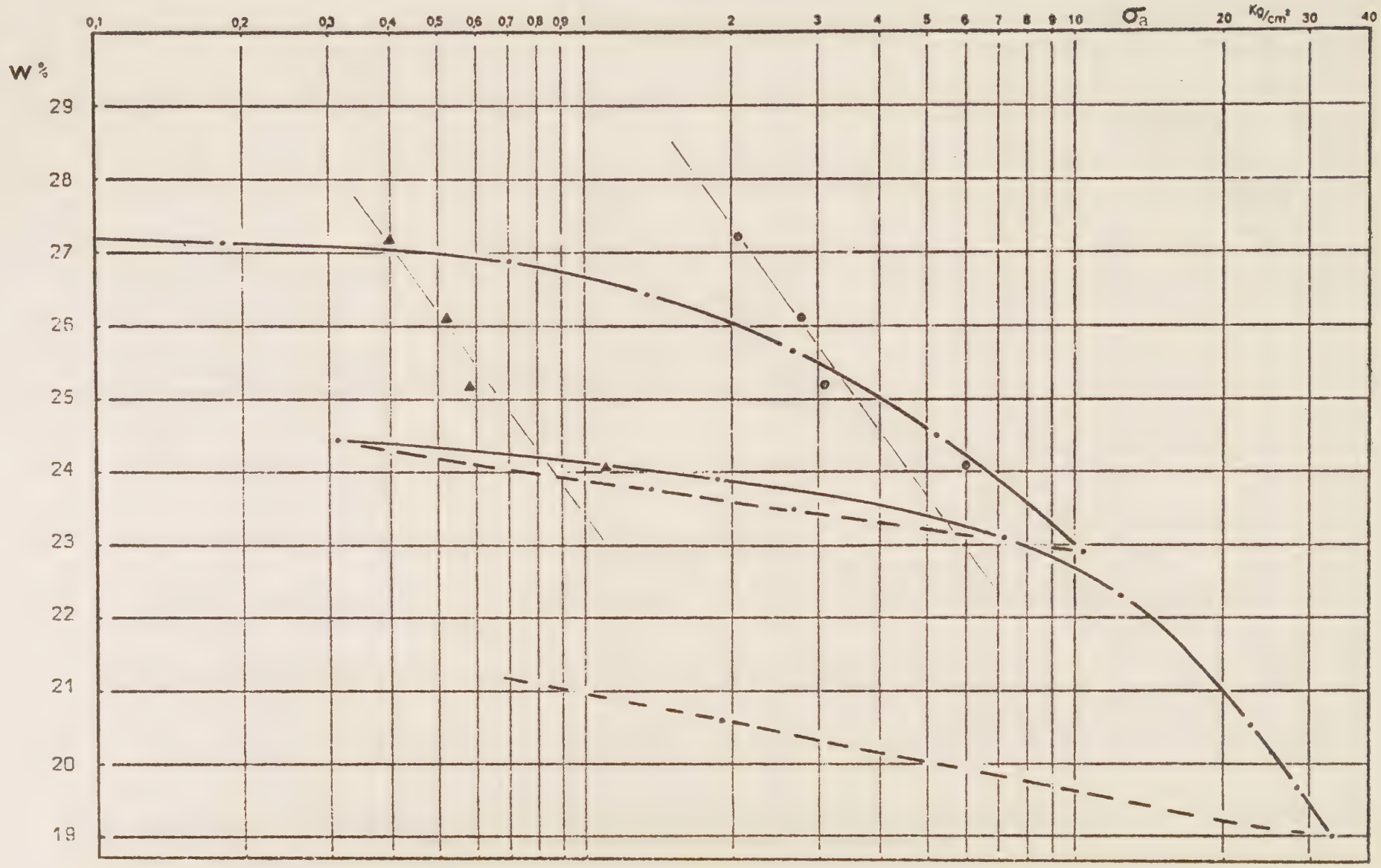
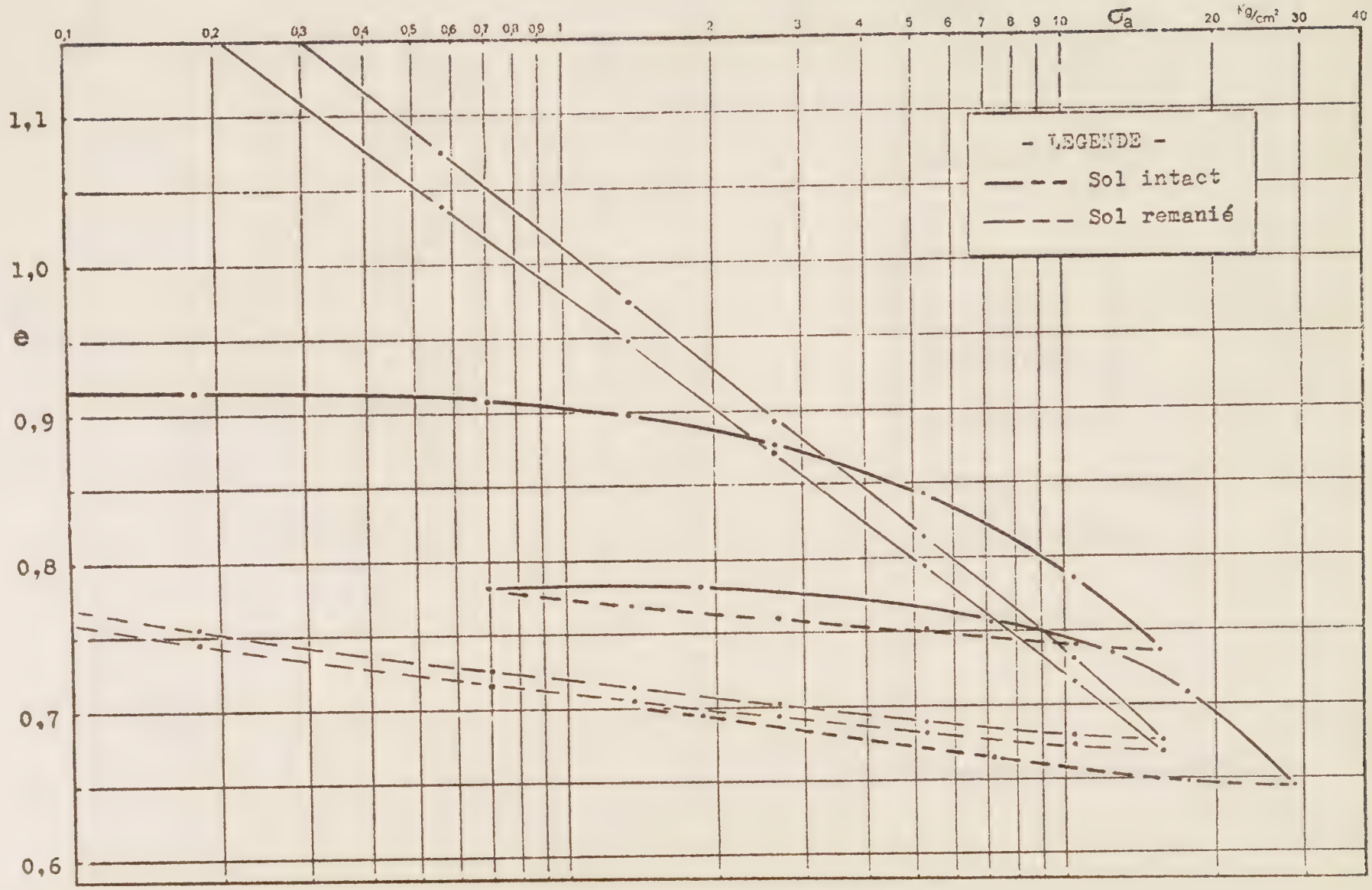


Figure 5.5 : - Fraimbois A (argile sableuse et calcaire, indurée).



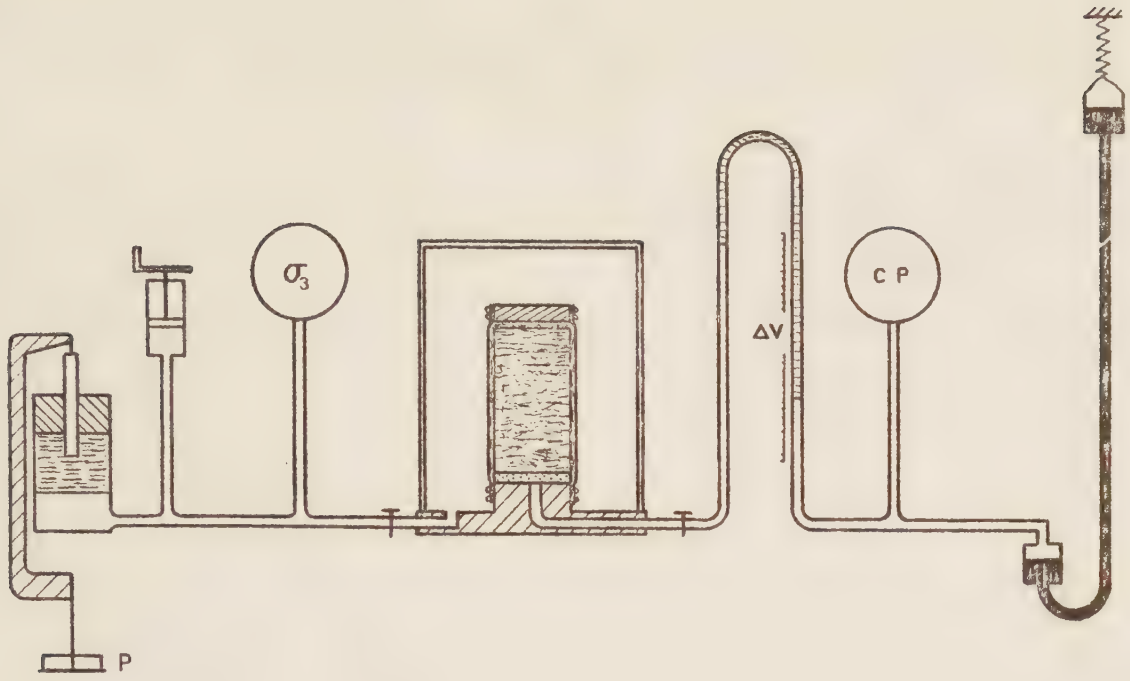


Figure 5. 6 : - Schéma du montage pour les essais de consolidation sous un état de contrainte isotrope.

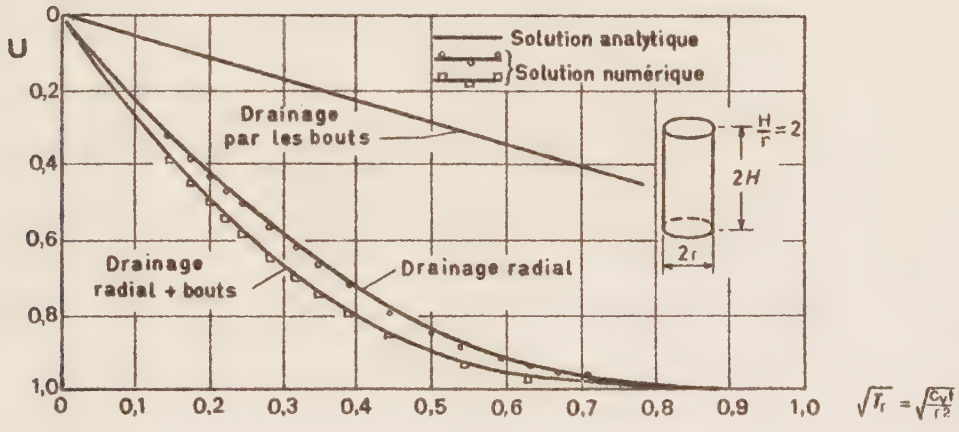
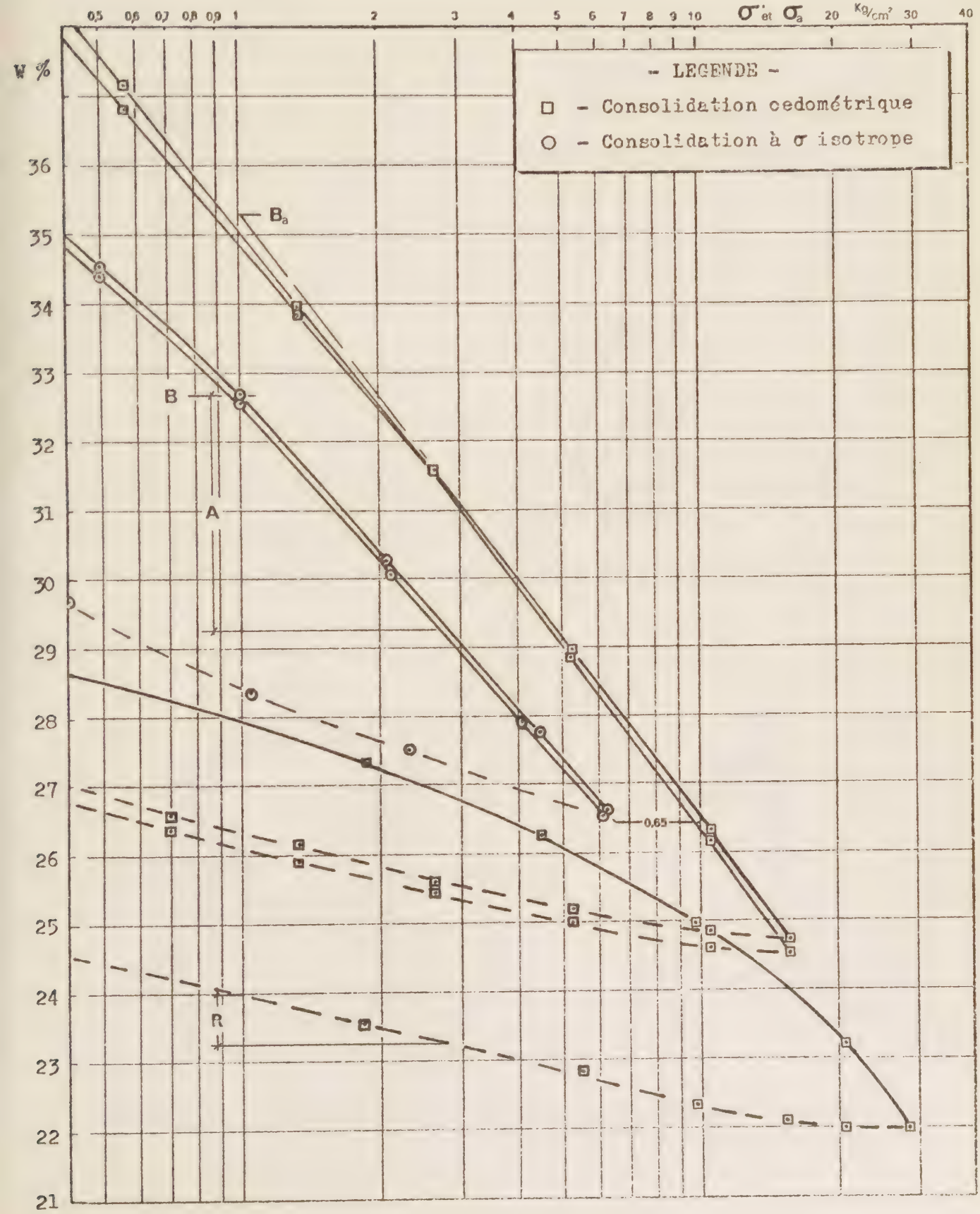


Figure 5. 7 : - Valeur du facteur T_r (d'après LEE, 1968, p. 156).

Figure 5.8 : - Consolidations oedométriques et sous un état de contrainte isotrope. - Froville, P - 7 matériau remanié.



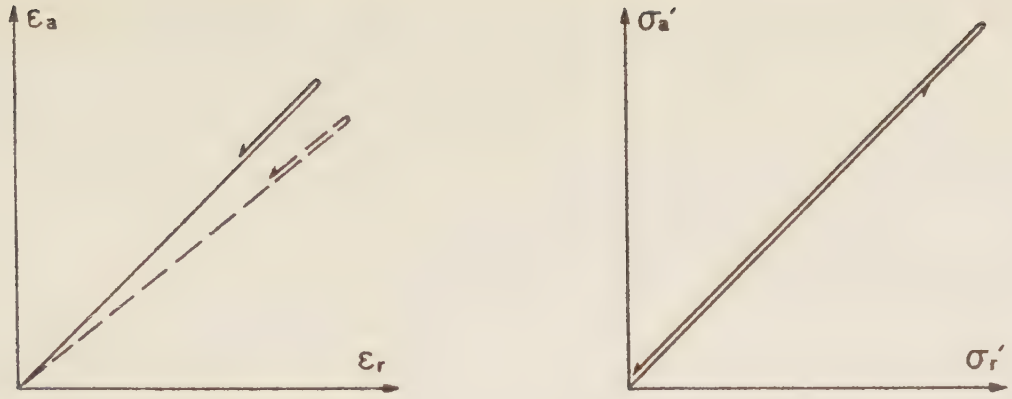
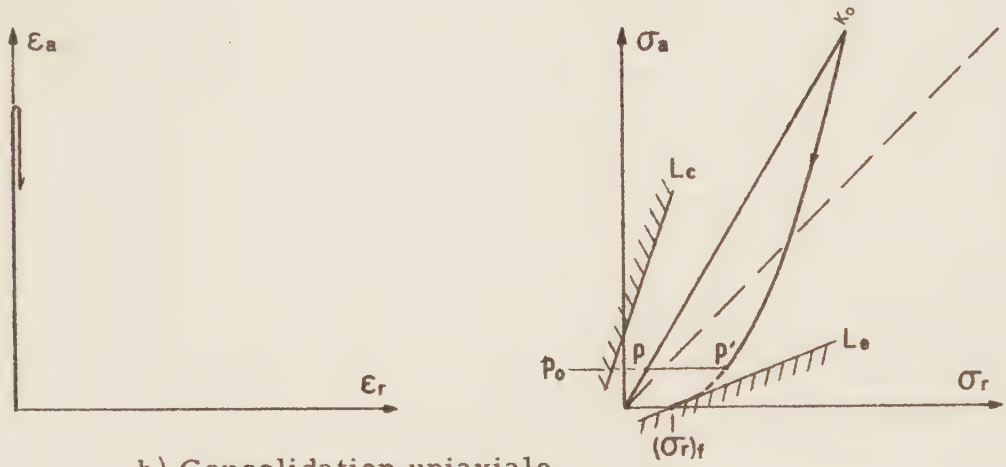


Figure 5.9 : - a) Consolidation sous un état de contrainte isotrope.



- b) Consolidation uniaxiale.

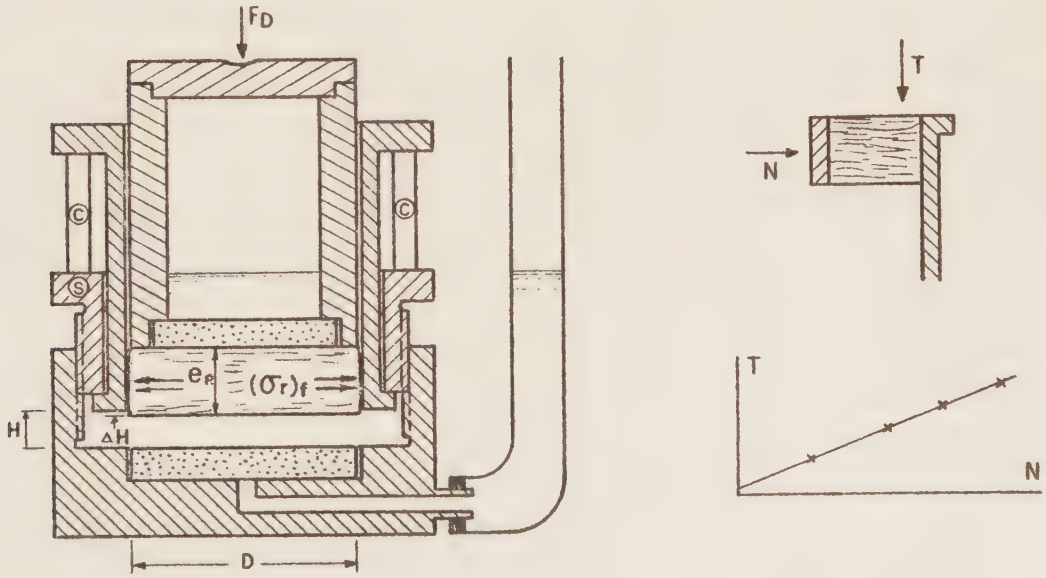


Figure 5.10 : - Mesure indirecte de la contrainte résiduelle en fin d'essai $(\sigma_r)_f$, par la force (F_D) nécessaire au démoulage et par la valeur du coefficient de frottement T/N.

Figure 5.11 : - Valeurs de la perméabilité calculée à partir des mesures de consolidation oedométriques.

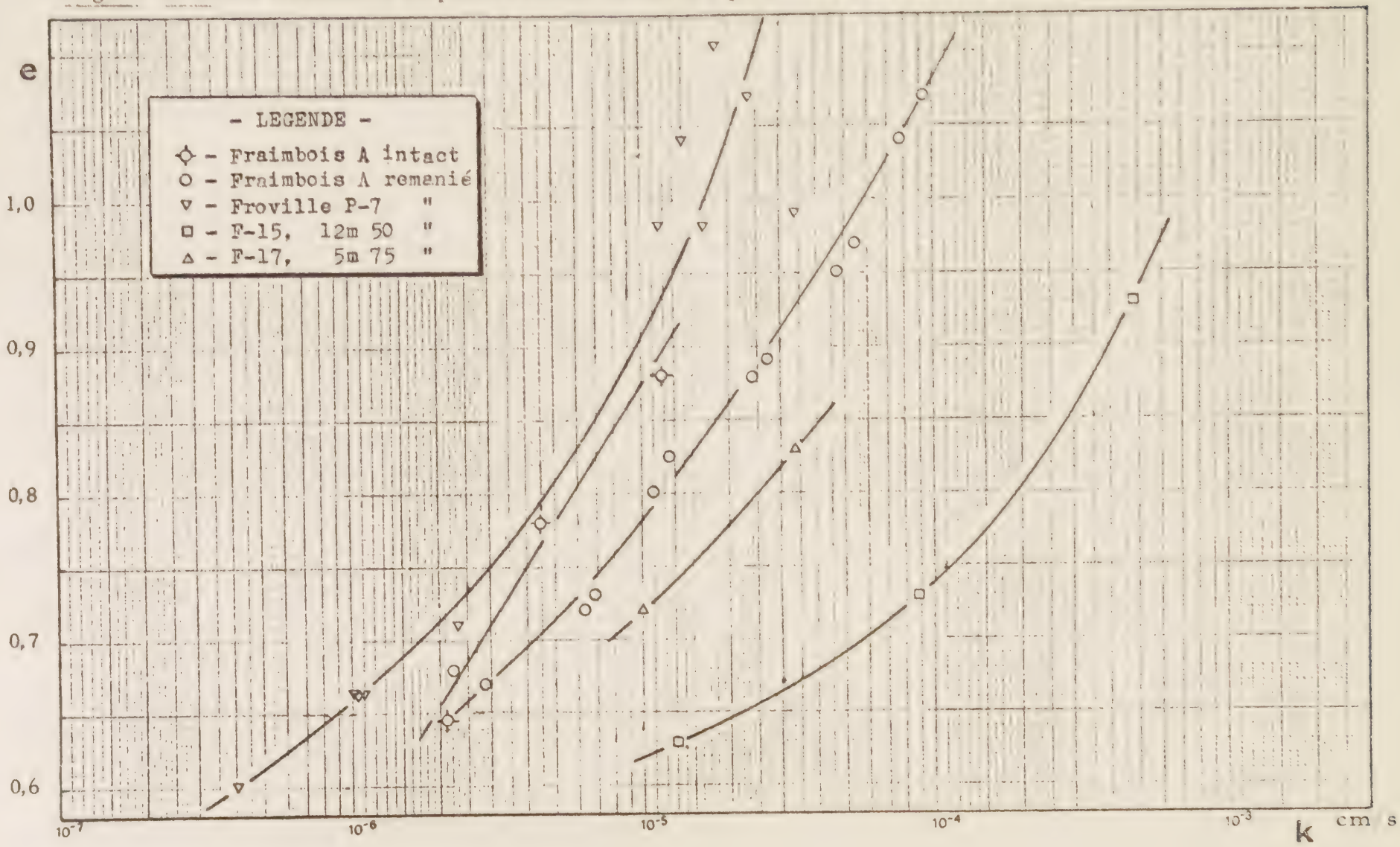
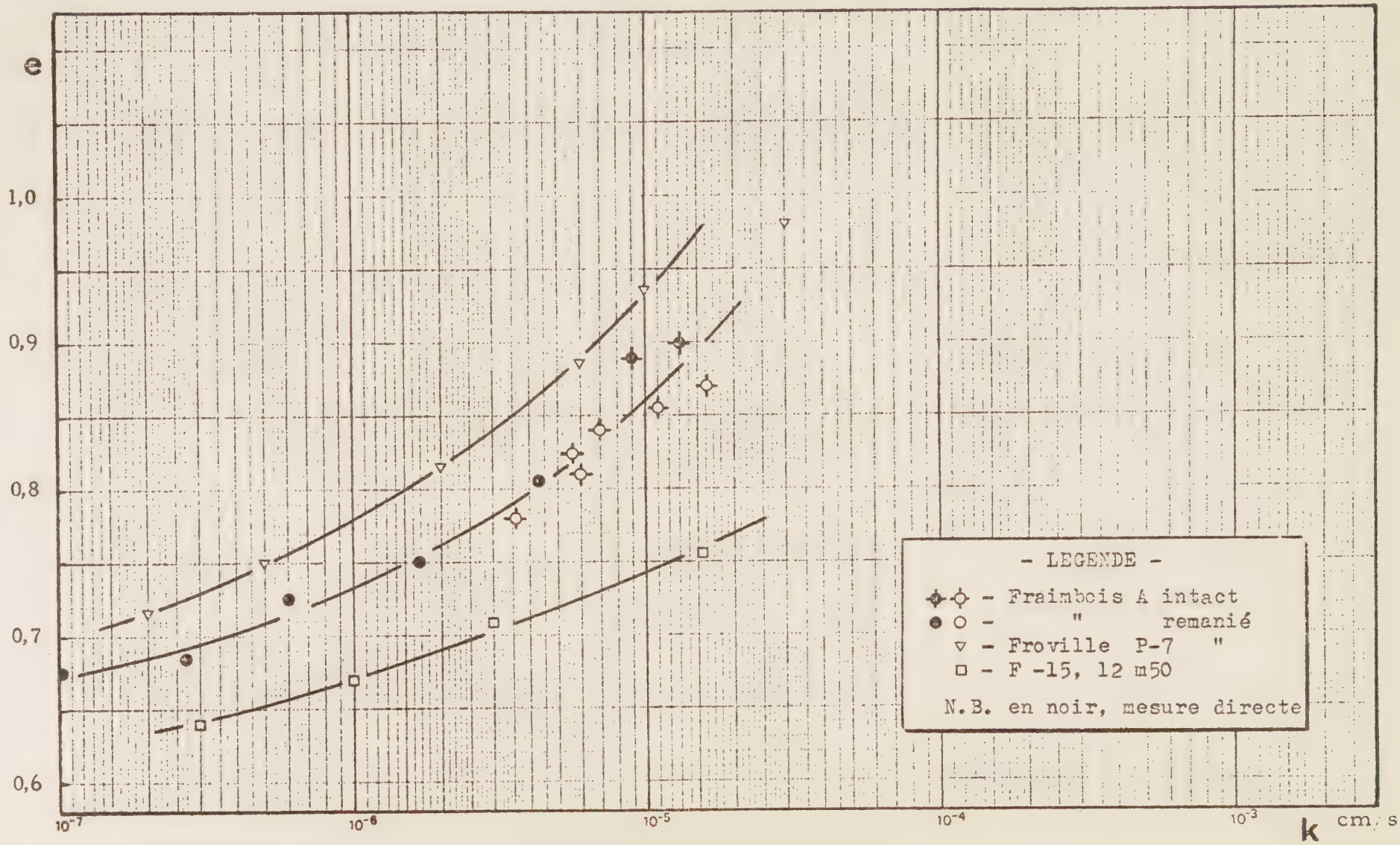


Figure 5.12 : - Valeurs du coefficient de perméabilité par mesure directe et par calcul de consolidation isotrope.



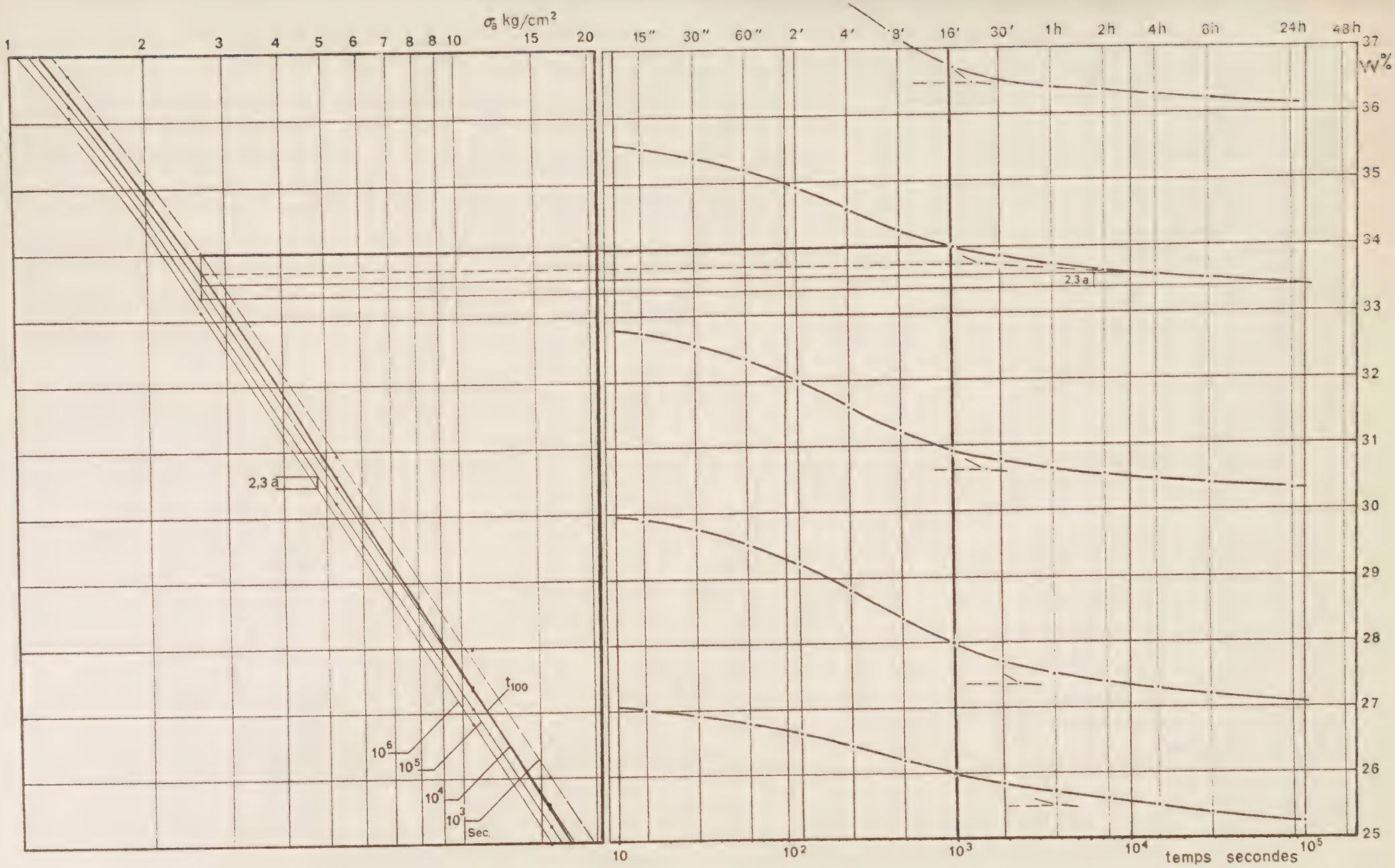


Figure 5.13 : - Courbe de consolidation primaire et courbes isochrones de consolidation secondaire - Fraimbois A remanié.

Figure 5.14 : - Courbes de consolidation de matériaux intacts et surconsolidés, avec, portées verticalement sous les courbes , les valeurs du paramètre "a" (x 10).

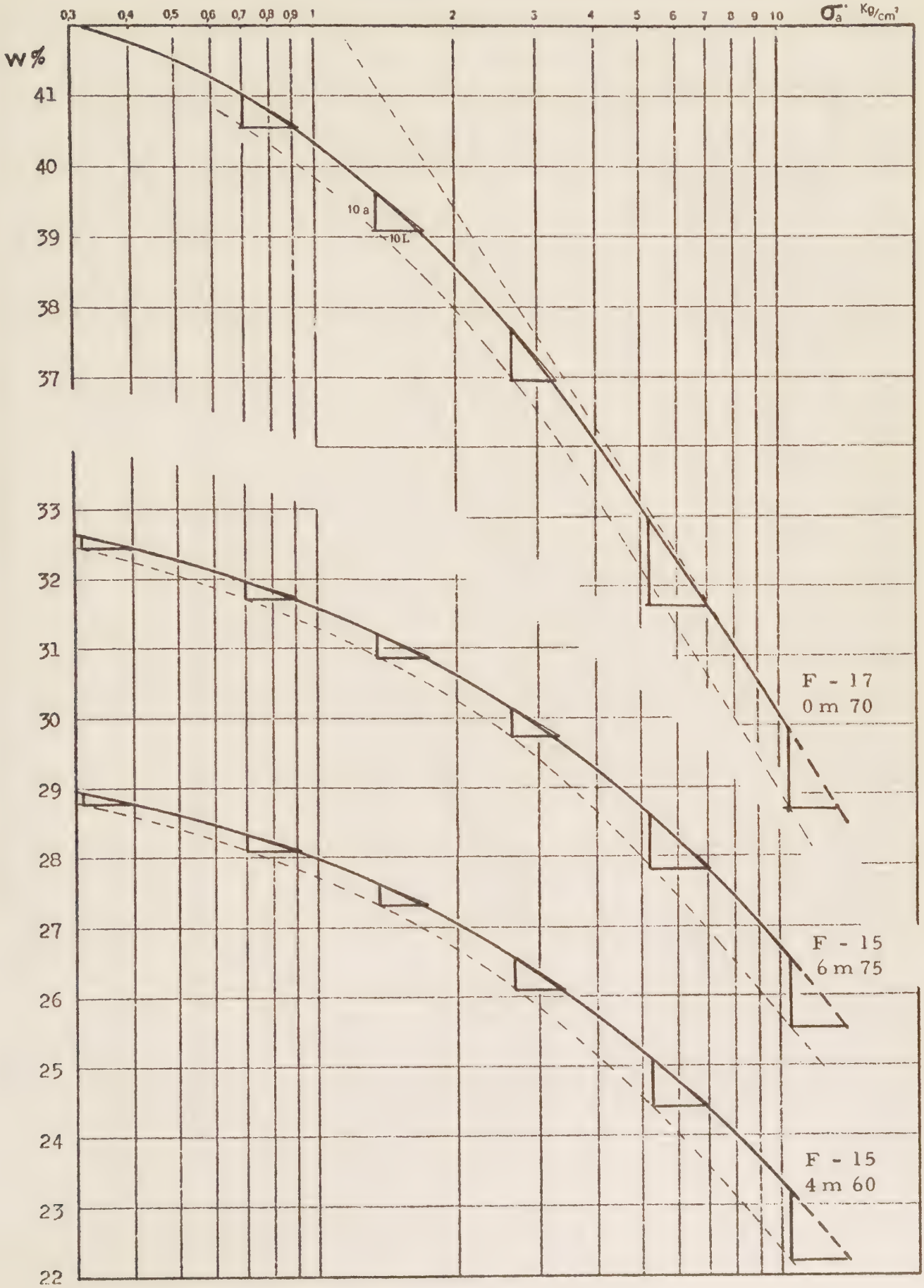
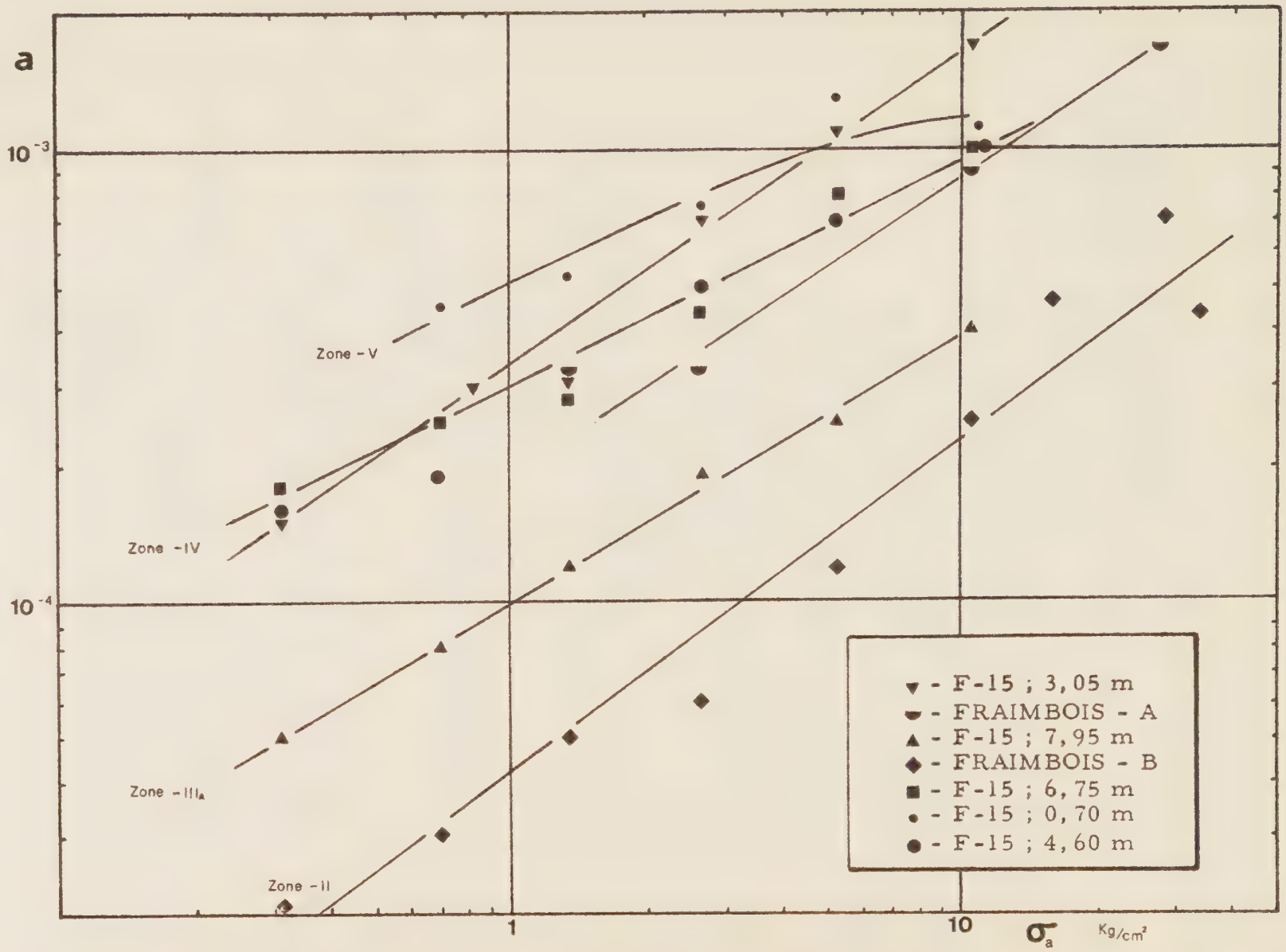


Figure 5.15 : - Valeurs du paramètre de consolidation secondaire $a \left(= \frac{\Delta w}{\Delta \ln t} \right)$ pour quelques matériaux du Keuper.



Chapitre VI

Page

- ESSAIS TRIAXIAUX DE COMPRESSION —

6.1 - Introduction 100

A) ETATS DE CONTRAINTE ET RUPTURE

6.2 - Espace de contrainte, critères de rupture et systèmes de représentation 101

6.2a) Espace des contraintes principales et systèmes de représentation simplifiés. 101

6.2b) Remarques sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb 103

6.2c) Enveloppes de rupture. 105

6.2d) Teneur en eau constante ou indice des vides constant 109

6.3 - Choix du point de rupture sur la fonction contrainte-déformation. 110

6.3a) Essais drainés 110

6.3b) Essais non drainés 111

6.4 - Cheminements de contraintes 111

B) UTILISATION DE LA THEORIE D'ECROUISSAGE PLASTIQUE

6.5 - Introduction. 114

6.6 - Espace τ, σ, w. 115

6.7 - Mesure graphique des divers paramètres. . . . 118

6.8 - Effet de durée. 119

C) ETUDE DES DEFORMATIONS

6.9 - Loi hyperbolique 120

6.10 - Résistance mobilisée à diverses valeurs de déformation 121

D) CORRELATIONS ET DISCUSSION DES PROPRIETES MECANIQUES

6.11 - Types de paramètres et types de corrélations 123

6.12 - Quelques corrélations et discussion. 126

6.12a) Compressibilité unidimensionnelle . . 126

6.12b) Paramètres de résistance. 127

6.13 - Conclusion 128

TABLEAUX 6.1 et 6.2 . . . . . 131 et 132

FIGURES . . . . . 133 à 160

Chapitre VI - ESSAIS TRIAXIAUX DE COMPRESSION

6.1 - INTRODUCTION

Pour bien interpréter des résultats d'essai, on doit tenir compte du plus grand nombre possible de facteurs qui affectent ces résultats. Dans les essais triaxiaux, par exemple, la valeur de résistance obtenue dépendra des conditions de l'essai, et non pas seulement du matériau lui-même. Une difficulté supplémentaire et non négligeable provient du fait que notre matériau, comme la plupart des sols, n'obéit pas à des lois mécaniques simples. Même dans des conditions d'essai idéales, l'interprétation des résultats pose le problème pas toujours bien résolu de tirer des résultats des "paramètres intrinsèques" du sol, ou du moins valables pour plus d'un type de sollicitation.

Lorsque l'étude traite d'un problème précis, les essais doivent viser autant que possible à reproduire les conditions du problème afin de minimiser l'erreur ou l'imprécision due à l'extrapolation aux conditions du terrain.

Pour une étude qui se veut la plus générale possible, cette solution ne suffit plus ; on doit aller plus loin dans l'interprétation des essais. Et pour aller "plus loin", nous devons retourner un peu "en arrière", c'est-à-dire rediscuter certains principes, que l'on prend *a priori* pour acquis. C'est parce que notre recherche s'est heurtée à certaines difficultés d'interprétation que nous nous sommes imposé ce retour en arrière.

Réexaminons donc certains principes et leur application au cas présent. Ce grand chapitre sera séparé en quatre parties bien distinctes. En première partie, nous étudierons l'espace des contraintes, les critères de rupture et les cheminements de contraintes. En deuxième partie, nous présenterons l'évolution du critère de rupture avec l'état d'écrouissage volumique qui peut être caractérisé par la teneur en eau atteinte après une phase de consolidation*. En troisième partie, nous discuterons brièvement la loi rhéologique dans ces essais. Ce troisième problème, qui lie un cheminement dans l'espace des contraintes à un cheminement dans l'espace des déformations, est sans doute le plus complexe. Notre équipement ne nous a permis d'obtenir que la déformation axiale $\Delta H/H$, aussi la

---

* Comme au chapitre précédent, nous n'étudions ici que le cas des essais à 100 % de saturation.

loi (σ , ε) ne sera-t-elle étudiée que par rapport à cette seule déformation. En fin de chapitre, nous verrons quelles relations utiles peuvent être tirées de ces résultats et comment comparer le Keuper à d'autres sols, au moyen de paramètres intrinsèques.

-=-=-=-=-=-

1ère partie - ETATS DE CONTRAINTE ET RUPTURE

6.2 - ESPACE DE CONTRAINTE, CRITERES DE RUPTURE ET SYSTEMES DE REPRESENTATION

Nous rappelons ici quelques principes généraux pour situer, définir, et préciser les limites de l'analyse qui suivra.

6.2a) Espace de contrainte et systèmes de représentation simplifiés

Tout état de contrainte peut être représenté par ses trois composantes principales désignées par convention σ_1,σ_2 et σ_3. Nous ne considérerons dans ce chapitre que les contraintes effectives σ'_1,σ'_2 et σ'_3, car les faibles valeurs de pression interstitielle u rencontrées dans les problèmes de mécanique des sols n'influent pas de façon mesurable sur le comportement mécanique, défini en termes des seules contraintes effectives.

Dans l'espace tridimensionnel d'axes σ'_1,σ'_2 et σ'_3 (fig. 6.1a) un état de contrainte est représenté par un seul point. Les états de contrainte pour lesquels un matériau élasto-plastique atteint le seuil d'écoulement plastique, ou l'état de "rupture", sont situés dans l'espace (σ'_1,σ'_2,σ'_3) sur des surfaces qui entourent l'axe orthogonal OA. On a proposé diverses formes de surface, plus exactement divers critères de rupture.

Les divers essais triaxiaux possèdent tous une symétrie axiale. A l'exception des essais triaxiaux d'extension, et de la fin du déchargement dans l'essai oedométrique, on aura toujours en valeurs positives de compression

$$\sigma'_a > \sigma'_r$$

$\sigma'_a = \sigma'_1$ = contrainte axiale effective,

$\sigma'_r = \sigma'_3$ = contrainte radiale effective.

Dans l'espace de la figure 6.1a, ces états de contrainte se situent tous dans la portion du plan $(0, \sigma_1', A, \sigma_3'\sqrt{2})$ située au-dessus de l'axe orthogonal OA. Ce plan est représenté sur la figure 6.1c.

Les critères de rupture constituent le lieu des points $(\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3')$ pour lesquels l'état de contrainte ainsi représenté provoque "l'écoulement plastique" du sol. Les critères de rupture ne se rapportent qu'à l'espace des contraintes ; le problème du choix du début d'écoulement plastique, que l'on peut aussi nommer début de rupture, ne peut lui être défini qu'en fonction de la déformation plastique de cisaillement, et c'est un tout autre problème.

En 6.1b, nous reproduisons la figure 6.7 de SUKLJE (1969) représentant les divers critères de rupture proposés pour les sols et vus sur un plan normal à l'axe orthogonal OA (ou plan déviatoire). La portion de plan explorée par les essais triaxiaux de compression est représentée par le trait $A\,B_1\sigma_1'$. C'est donc une portion restreinte de l'espace $(\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3')$ que les essais mécaniques classiques nous permettent d'explorer.

Les essais effectués à des contraintes intermédiaires différentes de σ_1' ou σ_3', ont montré que le critère qui représente le mieux l'écoulement plastique des sols cohérents est le critère de Mohr-Coulomb ; citons les essais sur cylindres creux effectués par WU, LOH et MALVERN (1963) et commentés par E. HARR (1966) (p. 182). Nous discuterons de l'application du critère de Mohr-Coulomb au paragraphe suivant.

Il est possible d'étudier l'état des contraintes principales, soit directement sur le plan $(0, \sigma_1', A, \sqrt{2}\sigma_3')$ en portant sur un diagramme les coordonnées σ_1' et $\sigma_3'\sqrt{2}$ (ex.: P sur la figure 6.1c), soit par leur projection sur le plan $(\sigma_1', 0, \sigma_3')$ (ex.:P' sur la figure 6.1d). En tournant ce plan de 45° et en réduisant les axes σ_1' et σ_3' par $\sqrt{2}$, on obtient pour le point P' dans le nouveau système d'axes X , Y (fig. 6.1e), les coordonnées

$$X = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2},$$

et

$$Y = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}.$$

Le point P' se situe sur le cercle de Mohr tracé avec σ_1' et σ_3' en l'abscisse. Le diagramme 6.1d est le plus simple puisqu'il représente directement en plan les deux valeurs de contraintes principales qui sont mesurées. On voit

aussi que ce même diagramme est rattaché directement à la représentation sur plan de Mohr, de l'état de contrainte pour les plans d'inclinaison $\pi/4$ par rapport à la contrainte principale.

Le diagramme de Mohr (fig. 6.1f), qui est le plus utilisé en pratique, donne sur la circonférence d'un cercle tracé à partir de σ_1' et σ_3', portés en abscisse, les valeurs des contraintes de cisaillement τ et normales σ', pour toutes les orientations possibles. La ligne qui limite la portion du diagramme au-delà de laquelle il est impossible de trouver des états de contraintes (τ,σ'), donc la ligne à laquelle les cercles peuvent être tangents tout au plus, est l'enveloppe de Mohr.

Lorsque cette enveloppe est rectiligne, ce qui est le cas le plus fréquent pour les sols, on parle du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Nous allons discuter au paragraphe suivant de l'application de ce critère de rupture à nos matériaux du Keuper.

6.2b) Remarques sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb peut s'écrire sous diverses formes ; par exemple :

$$\sigma_1' - \sigma_3' = 2c \cos \phi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \phi' \qquad (6.1)$$

$\sigma_1' - \sigma_3'$ est appelé le déviateur et est représenté par Δ ;
$(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ est appelé contrainte moyenne.

Les paramètres c et ϕ' sont les deux seuls qui déterminent la résistance du sol. On les suppose constants pour tout le domaine où s'applique le critère. L'ordonnée à l'origine de l'enveloppe représente la composante de résistance indépendante de la contrainte moyenne, alors que l'angle ϕ' décrit l'augmentation de résistance due à la contrainte moyenne. Le point de tangence représente le plan et les contraintes de rupture sur le cercle de Mohr. La démonstration est classique; nous ne nous y attarderons pas. Mais discutons plutôt des constantes c et ϕ, paramètres de l'enveloppe exprimés dans le critère.

Pour les corps peu compressibles (métaux, roches), les paramètres du critère de rupture représentent vraiment une propriété physique du corps, et ces paramètres, dans un même domaine de contrainte, sont constants. Pour les sols pulvérulents, sans cohésion, le terme ϕ' est lié à la compacité, à la minéralogie, à la granulométrie, à la forme et à la rugosité des grains, etc... Les plans de

rupture, lorsqu'observés, sont effectivement inclinés de 45° + $\phi'/2$ à la direction de la contrainte principale.

Pour les sols argileux par contre, il y a en plus un paramètre de cohésion qui dépend, entre autres choses, du degré de rapprochement des particules, donc de l'indice des vides. *A un indice de vide donné*, une partie de la résistance au cisaillement provient de cette cohésion ; elle est indépendante de la valeur de la contrainte moyenne ; le complément de résistance dépend de la valeur de la pression de confinement (σ_3').

Le problème pour la détermination exacte de ces deux composantes de résistance (cohésion pour la partie qui ne dépend pas de σ_3' et frottement pour la partie qui en dépend) est que l'état de serrage des particules (donc automatiquement la cohésion) est modifié dès que la valeur de σ_3' est modifiée.

Considérons maintenant une argile normalement consolidée. Pour trois essais réalisés sur ce même sol à différentes valeurs de la contrainte moyenne, il y aura, dans l'augmentation de résistance ($\sigma_1' - \sigma_3'$) mesurée, à la fois une composante de frottement et une modification de cohésion. Le paramètre ϕ' de l'enveloppe des sols à cohésion englobe à la fois le terme ϕ_e de frottement "vrai" et un terme que nous désignons pour l'instant par le symbole ϕ_c pour décrire l'augmentation de la cohésion "vraie" c_e. Le premier à avoir proposé cette distinction est HVORSLEV. Depuis de nombreuses études ont confirmé la nécessité d'utiliser l'angle de frottement vrai, plutôt que l'angle ϕ' de l'enveloppe, pour le calcul des contraintes τ et σ' qui agissent sur les plans de rupture.

Dans un même domaine de contrainte, ϕ_e est constant pour un sol quel que soit son état de surconsolidation. La valeur de c_e dépend uniquement de l'indice des vides (pour un sol donné) ; le terme ϕ_c d'un sol normalement consolidé sera aussi constant, de sorte que nous définissons un angle ϕ_N' par la relation :

$$\tan \phi_N' = \tan \phi_e + \tan \phi_c \qquad (6.2)$$

(voir fig. 6.2a).

L'angle ϕ_N' n'est pas égal à l'angle donné par la tangente commune à plusieurs cercles de rupture ; nous le représenterons par le symbole ϕ_t' pour bien marquer qu'il s'agit d'une tangente. L'enveloppe qui passe par les points (τ,σ') "vrais" (comme le point P, fig. 6.2a), est sécante aux cercles.

En termes c_e et ϕ_e , le critère de Mohr-Coulomb s'applique parfaitement. Le cercle de Mohr tangent à la droite

$$\tau = c_e + \sigma' \tan \phi_e$$

est le cercle qui donne la "rupture", ou plus objectivement, l'état de contrainte limite pour lequel s'amorce un écoulement plastique. Le point de tangence donne la valeur de τ et σ' sur le plan d'orientation la plus défavorable (à $\pi/4 + \phi_e/2$ par rapport à la contrainte principale σ_1').

L'angle ϕ_e est parfois de beaucoup inférieur à ϕ_N' , qui lui, en fait, dépend de la compressibilité du sol. Les mesures directes de l'inclinaison des plans de rupture sur éprouvettes cisaillées se rapportent toujours à l'angle de frottement vrai plutôt qu'à l'angle ϕ' de l'enveloppe (sauf pour les sols pulvérulents où le terme de cohésion étant nul, on peut considérer que $\phi_t' = \phi_N' = \phi_e$). L'enveloppe réelle, c'est-à-dire celle sur laquelle on lit les valeurs τ et σ', est différente de la tangente commune aux cercles de rupture. Cette différence a été calculée en pourcentage de τ et est illustrée à la figure 6.3. Nous donnons sur la figure 6.2a la position respective des deux enveloppes pour un sol dont $\phi_e = 20°$ et $\phi_N' = 34°$. La résistance au cisaillement réelle pour ce sol est de 3,6 % plus faible que celle que laisse supposer le critère de Mohr-Coulomb en prenant la tangente commune. Cela se traduit par un écart entre ϕ_t' et ϕ_N' de 1,5°. Il en est de même pour l'enveloppe de ce même sol à l'état surconsolidé, bien que l'écart soit moindre (fig. 6.2b). C'est pourquoi nous avons interprété les résultats des essais mécaniques réalisés sur le Keuper, en analysant l'état de contrainte non pas en termes des contraintes principales σ_1' et σ_3', mais plutôt par τ et σ' calculés pour le plan incliné à $45° + \phi_e/2$. Dans un même domaine de contrainte, on peut considérer que ϕ_e = cte. L'état de contrainte est alors représenté par un seul point, qui à la rupture se situe constamment sur l'enveloppe vraie de rupture.

6.2c) Enveloppes de rupture

Nous avons employé l'expression "enveloppe vraie" pour désigner - qu'il s'agisse d'une courbe ou d'une droite - le lieu des points (τ,σ'), qui représente l'état des contraintes sur le plan de rupture, à la rupture. Sur les cercles de Mohr, les points qui représentent les contraintes τ et σ' sont situés en deçà de l'enveloppe obtenue en traçant la tangente commune à plusieurs cercles ; cette dernière enveloppe n'est pas "fausse" par opposition au terme "enveloppe vraie"

employé précédemment. On a en fait la liberté d'exprimer le critère de rupture par rapport à n'importe quel système d'axes. Les américains, dont LAMBE (1960) en particulier, choisissent habituellement le système

$$p = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

qui correspond aux plans inclinés à $\pi/4$ (ex. : le point Q, fig. 6.2a). Chaque système choisi est logique en lui-même et représente, avec un angle différent, le même critère de rupture. Il est aisé, *dans le cas d'une enveloppe rectiligne*, de connaître l'inclinaison vraie de l'enveloppe en passant d'un système à l'autre ; ainsi dans le système (p,q), l'inclinaison α donne l'inclinaison ϕ_t' de la tangente commune aux cercles de rupture, par la relation

$$\text{tg}\ \alpha = \sin \phi_t' . \qquad (6.3)$$

Entre α du système (p,q) et ϕ' de l'enveloppe vraie dans le système de Mohr, on aura la relation :

$$\text{tg}\ \alpha = \sin \phi_e + \cos \phi_e\ \text{tg}\ (\phi' - \phi_e) \qquad (6.3a)$$

$$\text{donc } \phi' = \text{arctg}\frac{\sin \phi_t' - \sin \phi_e}{\cos \phi_e} + \phi_e \qquad (6.4)$$

$$\text{ou encore } \phi' = \text{arctg}\frac{\text{tg}\ \alpha - \sin \phi_e}{\cos \phi_e} + \phi_e . \qquad (6.5)$$

Dans le cas de sols argileux surconsolidés, on remarque que l'enveloppe de la partie surconsolidée n'est pas rectiligne ; on ne peut donc utiliser ces trois équations directement. Pour toutes ces raisons et pour éviter d'avoir à recalculer l'angle ϕ' de l'enveloppe vraie à partir d'un angle ϕ obtenu d'un autre système, nous avons préféré tracer les cheminements τ et σ' qui donnent directement cette enveloppe.

Que le sol soit normalement consolidé, ou surconsolidé, on doit toujours faire la distinction entre :

- l'angle de frottement ϕ_e ,

- l'angle de résistance au cisaillement, c'est-à-dire l'inclinaison de l'enveloppe ϕ' (ou ϕ_N' pour les sols normalement consolidés).

La cohésion c_e et l'angle de frottement ϕ_e du sol se définissent logiquement et se mesurent pour un système sol-fluide constant, tout comme on le ferait pour un autre matériau mixte. Dans le cas du système sol-eau, à 100 % de saturation, le rapport des deux composants est constant lorsque la teneur en eau w est constante. On peut définir alors une loi de résistance pour le système à cet état fixe :

$$\tau_f = c_e + \sigma'_f \text{ tg } \phi_e \qquad (6.6)$$

pour le plan de rupture où c_e et ϕ_e sont deux constantes du système pour une teneur en eau fixée ; l'indice f indique qu'il s'agit des contraintes de rupture pour l'orientation défavorable.

Considérons maintenant les valeurs des contraintes effectives sur les faces d'un petit élément triangulaire isolé dans une éprouvette cylindrique en compression triaxiale (fig. 6.4a). En raison de la symétrie axiale de ce type d'essai, l'analyse ci-dessous est valable pour toute section d'élément contenant une parallèle à l'axe de l'éprouvette. Ces sections contiennent toujours les deux contraintes principales σ'_a et σ'_r ; la contrainte intermédiaire σ'_2 est perpendiculaire au plan principal considéré et égale à σ'_r.

La figure 6.4b montre la distribution des contraintes sur les trois faces de l'élément, dans le cas d'un essai de compression. La figure 6.4c donne l'équilibre des forces en omettant la valeur de la pression isotrope, qui n'affecte en rien le diagramme d'équilibre.

Sur un plan quelconque d'inclinaison θ, on a pour valeurs de contraintes :

$$\tau_\theta = (\sigma'_a - \sigma'_r) \sin\theta \cos\theta, \qquad (6.7)$$

$$\sigma_\theta = \sigma'_r + (\sigma'_a - \sigma'_r) \cos^2\theta. \qquad (6.8)$$

L'état de rupture sera approché et atteint sur un plan quand les valeurs de τ_θ et σ_θ approcheront et satisferont à l'équation 6.6. Géométriquement le point sur un cercle de Mohr qui s'approche et touche le premier la droite enveloppe donnée par l'équation 6.1 est le point du cercle tangent à une parallèle de cette droite enveloppe, ceci étant valable quelle que soit la façon dont le cercle des contraintes principales s'approche de l'enveloppe de rupture.

Ce point de tangence représente sur le cercle de Mohr un plan dont la normale fait un angle de $\pi/4 + \phi_e/2$ avec la contrainte axiale. Dans un essai axisymétrique, il y en a une infinité. Il n'est pas nécessaire d'observer sur chaque éprouvette un plan de rupture unique pour appliquer cette loi. Dès que dans chaque élément l'état de contrainte amène la rupture sur un plan incliné à $\pi/4 + \phi_e/2$, la déformation de rupture s'amorce par des glissements sur ce plan, ou ces micro-plans, sans que le cercle de Mohr puisse dépasser l'enveloppe. Toutes les autres directions de glissements possibles sont représentées par des points du cercle, situés en deçà de l'enveloppe (T par exemple sur la fig. 6.2a), donc mécaniquement stable par rapport au critère.

On peut démontrer mathématiquement la même chose en portant les équations (6.7) et (6.8) dans le critère de rupture (éq. 6.6) pour $\theta = f$ = inclinaison de rupture :

$$(\sigma'_a - \sigma'_r) \sin f \cos f = c_e + [\sigma'_r + (\sigma'_a - \sigma'_r) \cos^2 f] \operatorname{tg} \phi_e , \qquad (6.9)$$

$$(\sigma'_a - \sigma'_r)[\sin f \cos f - \cos^2 f \operatorname{tg} \phi_e] = c_e + \sigma'_r \operatorname{tg} \phi_e . \qquad (6.10)$$

En récrivant, on obtient

$$\left(\frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{c_e + \sigma'_r \operatorname{tg} \phi_e}\right)_{max.} = \left(\frac{1}{\sin f \cos f - \cos^2 f \operatorname{tg} \phi_e}\right)_{min.} \qquad (6.11)$$

$$= (\sin f \cos f - \cos^2 f \operatorname{tg} \phi_e)_{max.} \qquad (6.12)$$

Le maximum sera obtenu quand

$$\frac{d}{d\theta}(\sin f \cos f - \cos^2 f \operatorname{tg} \phi_e) = 0 \qquad (6.13)$$

ou

$$\cos^2 f - \sin^2 f + 2 \operatorname{tg} \phi_e \cos f \sin f = 0 \qquad (6.14)$$

qui donne

$$\cos 2f = - \operatorname{tg} \phi_e \sin 2f \qquad (6.15)$$

$$\cot 2f = \cot (90° + \phi_e) \qquad (6.16)$$

donc

$$f = \pi/4 + \phi_e/2. \qquad (6.17)$$

La question de l'existence de micro-plans de rupture lorsque l'on n'en observe pas macroscopiquement peut porter à discussion. Les conditions cinématiques aux limites du volume de sol cisaillé favorisent dans certains types d'essais la formation de discontinuités observables. Nous n'irons pas plus loin dans cette discussion qui peut faire couler encore beaucoup d'encre. Rappelons cependant qu'ayant admis l'applicabilité du critère de Mohr-Coulomb dans les conditions mentionnées ci-dessus, le choix du point tangent (τ_f, σ'_f) sur les cercles des états de contrainte qui produisent un écoulement plastique, s'impose logiquement, que cette déformation plastique soit continue ou discontinue. Le sol étant un milieu discontinu, on peut toujours en arriver à des déformations discontinues en prenant une échelle suffisamment petite. On observera sans aucun doute une grande dispersion d'états de contrainte et de déformation ; la moyenne statistique représente ce que l'on mesure à l'échelle macroscopique, où le milieu nous semble continu.

6.2d) Teneur en eau constante ou indice des vides constant ?

La compressibilité de l'eau est environ cinq fois plus importante que celle des solides qui composent le squelette d'un sol. En toute rigueur, l'indice des vides d'un système sol-eau saturé diminuera avec l'augmentation de contrainte, même à drainage fermé, puisque les volumes partiels des constituants du système varient en fonction de leur compressibilité différente. Comme pour un alliage de deux métaux en proportions variables, étudions les caractéristiques mécaniques du système à divers états constants, c'est-à-dire à divers rapports en poids, indépendamment des différences de compressibilité.

Dans les essais sur les sols, c'est justement des poids de constituants que l'on mesure. Nous considérerons donc systématiquement dans ce chapitre les états où la teneur en eau $w = W_w/W_s$ = cte pour chiffrer les paramètres de résistance mécanique.

Au cours des essais non drainés, l'état des contraintes évolue entièrement dans un seul et même système constant ou fermé. Dans les essais drainés, ou partiellement drainés, le système évolue car il est ouvert : les proportions relatives des deux phases changent, comme dans la majorité des problèmes réels sur le terrain. On interprète alors les essais et on étudie les problèmes en considérant que le système sol-eau passe par différents états constants.

6.3 - CHOIX DU POINT DE RUPTURE SUR LA FONCTION CONTRAINTE-DEFORMATION

Insistons maintenant sur la grande disparité entre les modèles rhéologiques et les lois du comportement réel des sols. Il est en général aisé, pour les différents modèles rhéologiques, de choisir sur la courbe (σ,ε) le "point de rupture" ou le début d'écoulement plastique. C'est ensuite ce point choisi qui est utilisé pour fixer la surface dans l'espace des contraintes $(\sigma_1',\sigma_2',\sigma_3')$, ou encore l'enveloppe linéaire ou curviligne, si on n'étudie le critère de rupture qu'en fonction des deux contraintes principales σ_1' et σ_3'. Avant d'exposer et de justifier le choix que nous avons fait dans cette étude, nous allons faire une brève critique des choix courants, pour les essais triaxiaux, en étudiant comment évoluent les contraintes τ et σ' sur le plan de rupture dans les deux principaux types d'essais sur sols saturés.

6.3a) Essais drainés

Dans les essais drainés où σ_3 est maintenu constant et où l'on fait croître σ_a, le point qui représente l'état de contrainte sur le plan de rupture dans un diagramme (τ,σ') (voir fig. 6.5a) se déplace vers l'enveloppe réelle le long d'une droite inclinée de l'angle α par rapport à l'axe σ_n (α = angle entre le (s) plan (s) de rupture et la direction de la contrainte principale). Le drainage étant possible, le rapport W_w/W_s de l'éprouvette évolue en même temps que le cheminement ; on peut considérer qu'à chaque teneur en eau w correspond une enveloppe (c_e,ϕ_e) vers laquelle tend le cheminement.

Après une certaine déformation axiale, le point (τ_f,σ_f') a effectivement rejoint l'enveloppe de rupture qui correspond à la teneur en eau qu'il possède à cet instant précis. Une fois la rupture amorcée, il y a deux possibilités :

1 - La teneur en eau se stabilise : c'est ce qui devrait toujours se produire pour le sol idéal à l'état normalement consolidé ; le cheminement devrait obligatoirement aboutir au point représentant l'indice des vides critique pour l'état de contrainte.

2 - La teneur en eau se met à augmenter du fait de la dilatance du sol en rupture ; c'est le cas des sols surconsolidés, où la déformation de rupture brise des liens et libère une partie de l'énergie élastique de la structure. L'enveloppe tombe avec le point (τ_f,σ_f') après être passée par un maximum en début de rupture. Elle tend, si la déformation se poursuit, vers l'indice des vides critique.

Dans les deux cas, les maxima des déviateurs $\sigma'_a - \sigma'_r$ et des rapports σ'_a/σ'_r coïncident à la même déformation ε et représentent bien l'enveloppe la plus haute atteinte par le point (τ_f, σ'_f).

6.3b) Essais non drainés

Les cheminements des contraintes effectives peuvent avoir plusieurs formes selon le type de sol, l'état de surconsolidation et la diminution de résistance due à la réorientation de la structure en cours de déformation. Le maximum du déviateur Δ est directement lié au maximum de la contrainte de cisaillement τ_f ($\tau_f = 0,5\ \Delta \cos \phi_e$). Or ce maximum peut se situer à des points très différents du cheminement. Par exemple, nous avons donné à la figure 6.6 les cercles de Mohr aux maxima du déviateur et du rapport σ'_a/σ'_r , ainsi que les éléments (τ_f, σ'_f) pour trois essais sur des éprouvettes de marnes grises du Keuper. Les deux enveloppes donnent respectivement en contraintes effectives pour les deux premiers cercles : 32° et 0,10 bar pour Δmax ; 35° et 0,15 bar pour le maximum du rapport. La différence est assez importante pour créer un problème dans un calcul pratique.

La sécurité commande le plus souvent de prendre les caractéristiques les plus faibles pour le calcul d'un ouvrage. Encore faut-il savoir exactement à quoi elles correspondent. Il nous apparaît indispensable de tracer pour chaque essai non drainé le cheminement complet des contraintes effectives, τ_f et σ'_f sur le plan de rupture. Ces cheminements permettent de voir où se situent les maxima de σ'_1/σ'_3 et de $\sigma'_1 - \sigma'_3$ par rapport à l'ensemble de la courbe.

Dès que la rupture est amorcée, chaque point de cette courbe a l'avantage de donner exactement un point de l'enveloppe réelle du sol à un état de déformation. Il sera alors possible d'étudier à la fois sur le même diagramme l'enveloppe et son évolution avec l'état de déformation. Le choix du plan (de rupture) pour le calcul de τ_f et de σ'_f sera réexaminé de façon pratique en 6.5.

6.4 - CHEMINEMENTS DE CONTRAINTES

En abordant l'interprétation des résultats des essais triaxiaux non drainés (notation CU), effectués sur des matériaux provenant du site de Froville, nous avions tracé dans un premier temps les cheminements de contraintes calculés pour une rupture inclinée à $\pi/4 + \phi'_t/2$. La figure 6.5 schématise les

deux principaux types* de courbes observées et la figure 6.7 donne deux exemples de ces deux types opposés ;

- en (a) pour les essais CU sur matériau intact, ou remanié, mais à une contrainte initiale de consolidation désignée (σ'_c) telle que l'éprouvette se trouve à un état normalement consolidé (NC) ;

- en (b) pour les essais sur un échantillon surconsolidé (SC).

Dans le cas des éprouvettes normalement consolidées, la contrainte déviatoire et la pression interstitielle u croissent simultanément tout en tendant vers une valeur constante. L'enveloppe de rupture a une ordonnée à l'origine faible ou nulle ; la déformation à la rupture s'établit à une valeur de 4 à 6 %. La pente de la courbe illustre en quelque sorte la valeur à tout instant du paramètre $\bar{A}$ de pression interstitielle défini par SKEMPTON (1954). Les essais effectués par HENKEL (1960) ont montré que l'on n'obtient qu'un seul cheminement en contraintes effectives, quel que soit le cheminement des contraintes totales.

Le cas des éprouvettes surconsolidées est tout différent. On distingue quatre parties dans le cheminement de contrainte (fig. 6.5b) :

- de O à A : à l'accroissement du déviateur, le squelette du sol répond par une déformation en bonne partie élastique. Comme dans le cas précédent, la pente de la courbe illustre la valeur du paramètre $\bar{A}$ de SKEMPTON, lequel dépend du degré de saturation et du rapport de surconsolidation.

- Un peu avant le point A (généralement à 1,5 ou 2 % de déformation), l'éprouvette subit déjà des déformations plastiques, du moins en certains points ; ces déformations sont accompagnées de dilatance. La pression u passe par un maximum et se met à décroître.

- de A à B : l'éprouvette se déforme de façon plastique. La dilatance parfois importante fait chuter la pression interstitielle u qui était maximale en A ou un peu avant. Cette chute de pression u fait croître la contrainte effective normale au plan de rupture ; la valeur τ_f s'ajuste également. Donc de A à B, σ_3 est constant, u diminue, σ'_3 croît et $\sigma_1 - \sigma_3$ croît également. Le segment de droite AB (lorsque bien développé) permet de mesurer l'angle ϕ_e de HVORSLEV. Nous reviendrons plus loin sur ce point.

---

* Les courbes réelles sont un peu plus complexes (voir p. 145 à 152). Nous discuterons des autres implications plus loin dans ce texte.

- de B à C : la zone en rupture plastique tend vers un point d'équilibre, c'est-à-dire que l'état de contrainte s'ajuste à la teneur en eau de l'éprouvette ou plus précisément, à la teneur en eau de la zone en rupture plastique, si cette zone est localisée dans une fraction seulement du volume.

- de B à D (donc simultanément à l'établissement d'une densité critique), la réorientation des minéraux dans le (s) plan (s) de rupture fait diminuer la valeur de ϕ. Après une grande déformation ϕ' tend à se stabiliser à une valeur qui représente le ϕ'_r ou la valeur résiduelle du frottement.

Nous devons préciser cependant que le cheminement complet OABC et la stabilisation au point D furent rarement obtenus car même après 15 ou 20 % ε, la moitié des éprouvettes n'avaient pas encore atteint la densité critique, c'est-à-dire le point C. L'appareillage triaxial ne permet guère de pousser au-delà la déformation axiale.

Pour certains échantillons, la portion AB du cheminement est assez restreinte ; cela se remarque surtout chez les éprouvettes où la rupture s'est produite le long d'un plan unique. La zone en rupture plastique ne constitue alors qu'une fraction du volume total de l'éprouvette ; la chute de pression interstitielle qui survient dans cette zone en dilatance est répartie et amortie dans tout le volume.Il y a une faible migration interne d'eau pour compenser cette dilatance de la zone de rupture. La pression interstitielle chute beaucoup moins que si c'était tout le volume qui se déformait plastiquement ; l'état de contrainte se déplace moins le long de son enveloppe de rupture (ϕ_e,c_e).

Le point A peut être considéré comme le début de la rupture. Les valeurs de déformation axiale pour chaque éprouvette cisaillée sont rassemblées sur le tableau 6.1, p. 131.

Ce qui nous a étonnés en abordant l'interprétation des cheminements de contraintes, fut de constater pour plusieurs essais (comme par exemple ceux du sondage 12 illustrés sur la figure 6.7b) l'existence de portions de cheminements rectilignes, parallèles mais décalées. Quelques éprouvettes surconsolidées, du fait de leur tendance à la dilatance, donnaient ainsi des portions importantes de leur enveloppe de rupture. Les cohésions diffèrent d'une éprouvette à l'autre, pour un même échantillon. L'angle d'inclinaison, que nous désignons ϕ_{ea}, des portions rectilignes était toujours inférieur à ϕ'_t (l'angle donné par la tangente commune aux cercles de rupture). De plus l'inclinaison moyenne des surfaces de

rupture, lorsqu'elles sont observables sur les éprouvettes en cisaillement, concordait assez bien avec cet angle ϕ_{ea} et jamais avec ϕ'_t. Nous en avons déduit que les essais triaxiaux non drainés nous offrent parfois deux moyens d'estimer l'angle de frottement vrai ϕ_e :

1°) par l'inclinaison $f = \pi/4 + \phi_e/2$ des plans de rupture lorsqu'on peut les observer ;

2°) par la forme du cheminement, c'est-à-dire par la pente de la portion AB. Lorsque cette pente est mesurée sur un cheminement calculé pour une facette inclinée d'un angle plus grand que $\pi/4 + \phi_e/2$, par exemple $\pi/4 + \phi'_t/2$, elle est alors sous-estimée légèrement, et c'est pourquoi nous avons employé le symbole ϕ_{ea}. Seul le cheminement des contraintes τ_f et σ'_f donne directement l'angle ϕ_e de façon exacte. L'erreur $\phi_e - \phi_{ea}$ reste cependant très faible si la différence entre ϕ utilisé dans le calcul de τ et σ' ne diffère pas de ϕ_e de plus de 10°. On peut procéder par étapes successives ; l'abaque donné sur la figure 6.8 permet d'obtenir le vrai angle ϕ_e (cheminement AA') à partir

1°) de l'angle ϕ_{ea} mesuré sur un cheminement quelconque (BB'),
et 2°) de l'angle ϕ utilisé dans le calcul de ce cheminement.

-=-=-=-=-=-

2ème partie - UTILISATION DE LA THEORIE D'ECROUISSAGE PLASTIQUE

6.5 - INTRODUCTION

L'observation des portions de cheminements parallèles et inclinées d'un angle ϕ_e plutôt que d'un angle ϕ', et l'inclinaison mesurée des plans de rupture sur éprouvette, nous ont incité à vérifier l'application aux argiles et marnes étudiées ici, des théories proposées par HVORSLEV initialement, puis reprises et développées par BJERRUM (1951), ROSCOE, SCHOFIELD et WROTH (1958), CALLADINE (1963), ROSCOE et THURAIRAJAH (1964), entre autres. Nous n'exposerons pas complètement ces théories, mais rappelons-en certains points essentiels qui selon nous contribuent grandement à la compréhension des résultats d'essais effectués sur les matériaux du Keuper. Nous proposerons ensuite une méthode graphique simple d'application de cette théorie, qui complètera les diagrammes de cheminements de contraintes, dont nous venons d'exposer le principe.

HVORSLEV a obtenu ses résultats en effectuant des essais de cisaillements directs, drainés et non drainés sur l'argile remaniée "Klein Belt", qui est une argile marine très plastique d'âge Eocène. En portant ses résultats dans un espace à trois coordonnées τ_f,σ_f et e_f (contrainte de cisaillement, contrainte effective normale et l'indice des vides, tous ces paramètres étant relatifs au plan de rupture à la rupture), il obtenait une surface unique représentant tous les points de rupture, quelle que soit l'histoire des contraintes.

HENKEL (1960) et ROSCOE et al. (1950), ont travaillé sur les résultats d'essais triaxiaux effectués sur les argiles de Londres et sur les argiles de Weald, remaniées également. L'évidence d'une relation unique entre la contrainte de cisaillement, la contrainte effective normale et la teneur en eau w, à la rupture, s'est imposée peu à peu. De plus, le texte de HENKEL (1960) montre bien que les cheminements d'essais non drainés dépendent essentiellement du degré de surconsolidation et que pour un même rapport de surconsolidation, on obtient des formes semblables de cheminement. La figure 6.9 reproduit les résultats de ces essais effectués à l'Imperial College de Londres. Les sections à w = cte sont limitées par une droite de rupture et une courbe qui représente le cheminement de contrainte pour un rapport de surconsolidation (OCR) égal à 1. La courbe de consolidation normale et la courbe d'état critique (CVR pour "critical void ratio") situent respectivement tous les points de départ et d'arrivée des essais non drainés et normalement consolidés. L'ensemble forme deux surfaces gauches qu'ils nomment "state boundary surfaces", que nous pouvons traduire par "surfaces limites d'état" ou plus simplement surfaces limites. Etant donné le choix d'axes p et q, l'angle de frottement vrai, ainsi que tous les autres angles de rupture ne sont pas représentés directement sur cette figure. Comme nous l'avons exposé p. 105, nous adopterons dans cette étude les axes τ et σ', calculés pour le plan de rupture. Notre troisième axe, la teneur en eau de saturation w, est identique au leur.

6.6 - ESPACE (τ,σ,w)

La figure 6.10 représente de façon schématique les deux surfaces limites du matériau remanié P-1 du site de Froville. La courbe NC dans le plan (w,σ') est la courbe de consolidation normale sous un état de contrainte isotrope, obtenue sur les éprouvettes avant leur cisaillement à l'appareil triaxial. La courbe désignée par D correspond à la courbe CVR dans le diagramme de ROSCOE.

La surface limite entre les courbes D et c_e sera désignée par l'expression "surface de HVORSLEV", et la surface limite entre NC et D par l'expression "lieu des états de contrainte NC" (NC pour normalement consolidé). L'intérieur du volume limité par ces deux surfaces contient tous les états de contrainte SC possibles (SC pour surconsolidé). Le plan (w,σ') représente les états du matériau sous un état de contrainte isotrope ; tous les échantillons surconsolidés se situent entre la courbe NC et l'axe w.

La courbe d'état critique D est le lieu des états de rupture NC et sa projection sur le plan (τ, σ') donne l'enveloppe vraie de rupture des éprouvettes normalement consolidées.

La projection de la surface de HVORSLEV sur ce même plan (τ,σ') ne donne pas une ligne unique, mais plutôt un domaine au-dessus de la projection de D. L'enveloppe de rupture de trois essais surconsolidés dépendra essentiellement de la façon dont les éprouvettes auront été mises à gonfler et reconsolidées. Pour les sols surconsolidés, l'enveloppe de rupture n'aura de signification pratique que si les trois cisaillements se situent sur une même courbe de reconsolidation.

Les conditions "in situ", puis de prélèvement, de stockage, de découpage, de saturation, etc... produisent inévitablement des hétérogénéités dans la décompression et la recompression, ce qui explique le manque de corrélation observé entre trois cercles de Mohr, pour trois éprouvettes d'un même sol, lorsque l'on examine les contraintes seules, sans les situer dans le volume (τ,σ',w).

On devine facilement la difficulté de travailler en pratique avec ce volume aux surfaces gauches. L'équation de la courbe NC dans le plan (w,σ') donnée au chapitre V (p. 77),

$$w = B - A \ln \sigma'$$

permet heureusement une certaine simplification : dans le plan $(\sigma', \exp\frac{B-w}{A})$ l'équation précédente donne une droite issue de l'origine. On désigne par σ_e la valeur de la contrainte isotrope de consolidation normale ;

$$\exp\frac{B-w}{A} = \sigma' = \sigma_e.$$

Nous admettrons de plus, comme l'ont proposé ROSCOE et al. (1958) que les sections à teneur en eau constante sont géométriquement semblables (voir fig. 6.9 et 6.10) ; ceci suppose trois conditions :

1°) ϕ_e = cte,

2°) $c_e = K\,\sigma_e$ (σ_e = valeur de σ' sur la courbe NC à la teneur en eau correspondante),

3°) A_f, le paramètre de pression interstitielle à la rupture est constant pour les éprouvettes normalement consolidées.

Ces trois hypothèses, qu'il est raisonnable de faire pour un domaine limité de contrainte (de 0 à 10 bars dans nos essais), ont pour conséquence de simplifier grandement le volume figuré en 6.10a ; en effet, la deuxième hypothèse nous permet d'écrire

$$c_e = K \exp\frac{B-w}{A}$$

et de la première et la troisième découle l'équation

$$\sigma' \text{ au point } D = N \exp\frac{B-w}{A} = N\,\sigma_e.$$

Sur un diagramme semi-logarithmique, les trois courbes c_e, D et NC donnent trois droites de même pente (fig. 6.10b). En prenant l'exponentielle de la teneur en eau comme axe, à la place de w, les deux surfaces limites se construisent alors à partir de trois droites issues de l'origine (fig. 6.10c).

La surface de HVORSLEV est donnée par la relation

$$\tau_f = K \exp\frac{B-w}{A} + \sigma'_f \operatorname{tg} \phi_e$$

avec

$$\sigma'_f \leqslant N \exp\frac{B-w}{A}$$

qui contient cinq paramètres fondamentaux :

K, ϕ_e et N que l'on obtient dans le plan des contraintes (voir fig. 6.11) et B et A dans le plan de consolidation isotrope.

ROSCOE et POOROOSHASB (1963) donnent en plus l'équation de la surface limite des états de contrainte NC qui est de la forme

$$\left(\left(\frac{\tau}{\sigma'}\right)^2 + 1\right)^{1/2} - \frac{1}{\sigma'} \exp\frac{B-w}{A} \; f\left(\tau/\sigma'\right) = 0.$$

Cette relation suppose des hypothèses supplémentaires sur le comportement rhéologique du sol que nous ne pouvons pas pour l'instant justifier dans le cas des sols intacts ; les résultats d'essais montrent une disparité avec les calculs théoriques. Nous nous limiterons pour l'instant à l'étude des seuls états d'écoulement plastique, tous contenus dans la surface de HVORSLEV et nous ne

caractériserons les formes de cheminement avant rupture que par les paramètres N et S définis géométriquement sur la figure 6.11a.

Un cheminement d'essai non drainé donne graphiquement une section de la surface des états NC. Selon HENKEL (1960) cette forme est invariable quel que soit le cheminement des contraintes totales ; en fait, la vitesse de déformation la modifie légèrement (voir au § 6.8).

6.7 - MESURE GRAPHIQUE DES DIVERS PARAMETRES

Les figures 6.13 à 6.20 présentent les diagrammes $(\tau, \sigma', \exp\frac{B-w}{A})$ pour huit argiles et marnes du Keuper par deux projections : celle du haut est le plan (τ, σ') et contient les cheminements de contraintes dont nous avons discuté, ainsi que les droites enveloppes de chaque éprouvette. La partie du bas complète les diagrammes en donnant le plan $(\sigma', \exp\frac{B-w}{A})$ de la figure 6.10c ainsi que le rabattement du plan $(\tau, \exp\frac{B-w}{A})$. Seule la valeur du paramètre A doit être connue pour fixer l'échelle de l'axe $\exp\frac{B-w}{A}$; on l'obtient soit directement par une consolidation isotrope, soit en portant les valeurs de c_e et σ du point D en diagramme logarithmique. La droite qui s'ajuste le mieux aux points de mesures donne la valeur de la pente A, qui peut être comparée avec l'indice de compression d'essais oedométriques sur le même matériau ; voir par exemple les données de la figure 6.17 portées sur le diagramme 5.4.

On peut fixer les valeurs de teneur en eau sur l'axe $\exp\frac{B-w}{A}$ avec une valeur B' différente de B ; cela ne fait qu'étirer ou raccourcir cet axe, sans rien changer au diagramme. La valeur exacte de B est celle où la droite NC coupe la valeur $\sigma' = 1$ kg/cm^2 ; elle ne s'obtient de façon exacte que si l'on connaît la droite NC.

En plus de donner de façon linéaire le volume des états possibles dans l'espace (τ, σ', w) les diagrammes doubles 6.13 à 6.20 donnent sous forme graphique la relation $S\ \sigma_e/\sigma'_c$ par rapport au degré de surconsolidation.

Le paramètre S définit la valeur de la contrainte normale au début de l'écoulement plastique par rapport à la valeur de σ_e :

$$S = \sigma'_f / \sigma_e$$

σ'_f étant pris au début de l'écoulement (voir fig. 6.11a).

Sur la figure 6.13, l'essai CU, qui a débuté en P (P'), atteint un état de rupture au point Q (Q'). La forme du cheminement peut être caractérisée

simplement par le vecteur PQ, qui normalisé par rapport à σ'_c donne le vecteur pq. On porte ainsi sur l'axe $\sigma' = 1$ les homologues de chaque cheminement en projetant par l'origine O. La courbe obtenue permet de prédire par interpolation la forme du cheminement des contraintes de tout nouvel essai non drainé. Prenons l'exemple d'une éprouvette surconsolidée qui sous une pression isotrope de 3 kg/cm^2 possède une teneur en eau de 21,4 % (point m, m' sur la figure 6.13). Par la courbe $S\sigma_e/\sigma'_c$, on trouve le point (o,o') qui est la projection du point dans le volume où débutera la rupture. On sait de plus que le point (n,n') représente l'extrémité de l'enveloppe (c_e,ϕ_e) pour cette éprouvette. Du point n', la parallèle aux autres droites enveloppes permet de localiser o'. Ce qui signifie qu'en ayant obtenu la forme du volume représenté en 6.10 et la relation graphique pour caractériser les formes de cheminement, il est théoriquement possible d'obtenir par interpolation entre des données connues, la forme approchée de tout nouvel essai. A un point de départ sur le plan (w,σ) correspond un point d'arrivée et un seul, sur la surface de HVORSLEV. Lorsque cette loi est vérifiée pour un sol, on peut obtenir l'enveloppe de rupture pour un état donné à partir de la courbe de recompression du sol à cet état.

6.8 - EFFET DE DUREE

Les diagrammes 6.13 à 6.20 ont été obtenus par des essais CU d'une durée de quelques heures. Pour des temps plus longs, on peut tenir compte de la déformation secondaire en portant directement la valeur du paramètre a_n (défini p. 82) sur l'échelle des teneurs en eau. WALKER (1969) a observé que le taux de fluage volumique est constant quel que soit le rapport τ/σ. Si l'angle de frottement ϕ_e reste inchangé, pour chaque ordre de grandeur de temps, on obtient une surface de HVORSLEV propre. Les droites c_e, D et NC pour une longue durée t_2 passeront par les points c_{e2}, D_2 et σ_2 (fig. 6.12), décalées par rapport à la position t_1 de $\Delta w = -a_n \ln\frac{t_2}{t_1}$. Les surfaces de la figure 10 sont donc en réalité multiples, superposées et semblables. La figure 6.12a est une coupe à w = cte.

On observe aussi que si on maintient une éprouvette à drainage fermé sous une contrainte P_1, une pression interstitielle se crée et la contrainte effective diminue dans le temps de façon logarithmique (ex. : de P_1 à P_3 sur la figure 6.12a). En P_3 , cette éprouvette est normalement consolidée par rapport à sa résistance mobilisée en 8 jours (P_3D_3), mais surconsolidée pour une sollicitation rapide l'amenant en D_2 en deux heures.

C'est la durée du cheminement qui fixe la valeur de la résistance τ_D

indépendamment de la durée de la consolidation. En première approximation, on peut écrire ainsi le rapport des résistances sollicitées en des temps inégaux

$$\frac{\tau_2}{\tau_1} = \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^{a_n/A}$$

pour des conditions de drainage fermé.

On voit donc que la forme des cheminements P_1D_1 et P_1D_3 est affectée par leur durée propre et qu'en plus la résistance τ_{D3} ne représente qu'une fraction de la résistance τ_{D1}. L'enveloppe de rupture ϕ'_N d'essais normalement consolidés ne change pas cependant (BJERRUM et LO, 1963).

Cette remarque sur l'effet de durée concerne surtout les essais de laboratoire car les problèmes réels de résistance à long terme impliquent le plus souvent un drainage ouvert. La diminution de résistance dépendra alors du degré de surconsolidation. Pour les éprouvettes normalement consolidées, on peut penser qu'il n'y en aura aucune puisque la position de la surface de HVORSLEV se déplace probablement au même taux ($D_1D_2 = P_1P_2$ sur la figure 6.12b) que le point qui représente l'état de consolidation isotrope.

Pour les matériaux surconsolidés, il n'en est pas de même (par exemple le point M sur la figure 6.12b) car la variation de compacité ou de teneur en eau a est plus faible que a_n (voir p. 84). D'autres recherches demeurent nécessaires pour confirmer ce point.

-=-=-=-=-=-

3ème partie - ETUDE DES DEFORMATIONS

6.9 - LOI HYPERBOLIQUE

La relation entre $\sigma'_a - \sigma'_r = \Delta$, et la déformation axiale ε (ex. : fig. 6.7) dans nos essais de compression, a très souvent la forme d'une hyperbole dans sa portion initiale. R.L. KONDNER (1963) a proposé de transformer cette hyperbole en droite :

$$\varepsilon/\Delta = m' + n'\varepsilon$$

avec

$$\frac{1}{n'} = \text{valeur asymptotique de } \Delta$$

et

$$\frac{1}{m'} = \text{module tangent à l'origine} \times 10^{-2}.$$

On peut aussi porter la valeur sans dimension $\varepsilon\sigma'_c/\Delta$ par rapport à ε, ce qui donne une pente unique pour des éprouvettes normalement consolidées. Les paramètres de la droite sont alors désignés par m et n. Nous avons tracé ce type de diagramme pour tous les essais effectués sur les matériaux du Keuper. Nous n'en présenterons que quelques-uns sur la figure 6.21. Ces diagrammes présentent souvent un coude lorsque débute l'écoulement plastique. Avant rupture, la fonction est rectiligne et permet de chiffrer par m et n la loi rhéologique : ces valeurs sont rassemblées au tableau 6.1 (p.131).

Après le début de l'écoulement plastique, la courbe (σ,ε) change en conservant très souvent une forme hyperbolique, mais avec des paramètres m et n différents. Au-delà d'une déformation de 10 ou 15 %, la relation n'est plus linéaire.

Le début parfois recourbé vers le haut des droites (comme dans un des exemples de Fraimbois sur la figure 6.21, en bas) résulte d'un écart entre le temps pris comme temps zéro en début d'essai et l'instant où la déformation a véritablement débuté. Dans quelques cisaillements, le comparateur bouge un peu avant que ne débute la sollicitation réelle de l'éprouvette, par suite d'un appui imparfait sur la base. Les diagrammes de KONDNER permettent facilement de déceler ce type d'erreur.

La valeur de la pente n diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation. On peut aussi établir une relation intéressante entre le module Δ/ε à l'origine (module d'élasticité tangent à l'origine) et le degré de surconsolidation ; sur la figure 6.22, nous avons porté la valeur $\Delta\sigma'_c/\varepsilon$ en fonction de la valeur de la surconsolidation exprimée par S/N. Les chiffres portés par la droite indiquent le domaine de déformation qui s'y rapporte. La droite la plus haute de chaque échantillon donne le module avant rupture. Sa valeur augmente avec la surconsolidation. Il en est de même pour les portions de la relation situées après le début de la rupture, mais avec des constantes élastiques plus faibles.

Le calcul des contraintes et des déformations au-delà de la rupture perd cependant de sa valeur par suite des formes variables que prend alors l'éprouvette écrasée.

6.10 - RESISTANCE MOBILISEE A DIVERSES VALEURS DE DEFORMATION

Le tableau 6.2 (p. 132) donne les paramètres de résistance formulés de façon classique ; ces paramètres changent avec la valeur de la déformation pour

laquelle sont tracés les cercles de Mohr. La résistance d'un sol surconsolidé peut être représentée par une enveloppe de résistance maximale qui tombe peu à peu à sa position résiduelle (SKEMPTON, 1964). L'ordonnée à l'origine de l'enveloppe résiduelle est très faible ou nulle. La valeur de résistance résiduelle n'est atteinte qu'après un déplacement important pour les argiles, même dans le cas d'essais effectués à drainage ouvert. A plus forte raison dans les conditions U (drainage fermé) ne peut-on prétendre obtenir la résistance résiduelle ultime. En drainage ouvert, nous avons vu que la zone de rupture perd peu à peu de sa compacité ; la résistance diminue rapidement. En drainage fermé, lorsque tout le volume de l'éprouvette entre en rupture avec tendance à la dilatance, la compacité n'a pas la liberté de se modifier ; l'éprouvette conserve la même résistance en terme de c_e et ϕ_e ; mais puisque le point (τ,σ') se déplace, l'enveloppe relative à plusieurs éprouvettes varie.

Le processus de réorientation des particules ajoute son effet à partir d'une déformation donnée. Après une très grande déformation, toute la structure doit se trouver réajustée (orientation et compacité) à un état que détermine essentiellement la valeur de la contrainte σ'. Nous n'avons jamais pu obtenir cet état sauf par les essais sur des plans prédécoupés. Il est révélateur de constater que les valeurs publiées pour le frottement résiduel des sols sont du même ordre que les valeurs de frottement vrai ϕ_e.

Les prolongements négatifs des deux droites enveloppes se coupent en un point de coordonnées (-L', -M') (fig. 6.23a)

où

$$L' = \frac{c' - c'_r}{tg\phi' - tg\phi'_r}$$

et

$$M' = \frac{c' tg\phi'_r - c'_r\, tg\phi'}{tg\phi' - tg\phi'_r}$$

avec c'_r et ϕ'_r comme paramètres de l'enveloppe résiduelle.

En définissant $R' = \frac{\tau + M'}{\sigma' + L'}$, on obtient un facteur sans dimension qui évolue entre deux limites ($tg\phi'$ et $tg\phi'_r$) et qui permet de comparer l'évolution de la résistance avec la déformation, pour des éprouvettes cisaillées à partir de différentes valeurs de pression de consolidation. Nous en donnons trois exemples à la figure 6.23b. On constate que la superposition n'est jamais parfaite ;

l'éprouvette cisaillée sous la plus forte contrainte atteint le maximum de la valeur de R' à une déformation plus grande. Cependant, quelle que soit la forme des cheminements de contraintes ou la forme de la fonction (Δ,ε), le diagramme (R',ε) donne une image (en valeur relative) de la résistance qui est mobilisée à différentes valeurs de déformation.

Les pentes des courbes (R',ε) avant la rupture représentent aussi des "modules d'élasticité" qui permettent de comparer les rigidités de structure. Les valeurs de ces pentes $(\delta R'/\delta\varepsilon)_o$ sont reportées au tableau 6.1. Il y a une relation nette pour le Keuper entre la valeur maximale atteinte pour R', c'est-à-dire tg ϕ', et la valeur du module sans dimension $(\delta R'/\delta\varepsilon)_o$ (fig. 6.24). Les enveloppes les moins inclinées (22°) correspondent à des rigidités très faibles, un peu comme dans un type de roche donné, les matériaux les plus faibles ont en même temps un module d'élasticité plus bas.

-=-=-=-=-=-

4ème partie - CORRELATIONS ET DISCUSSION DES PROPRIETES MECANIQUES

De l'ensemble des données obtenues sur le Keuper, nous allons maintenant chercher à dégager des relations générales entre propriétés, tout en les comparant à celles obtenues sur d'autres sols.

6.11 - TYPES DE PARAMETRES ET TYPES DE CORRELATIONS

Distinguons tout d'abord deux *catégories de paramètres* : les paramètres intrinsèques et les paramètres de structure.

1° - Les paramètres intrinsèques d'un sol découlent directement de propriétés physiques. Ils ne dépendent que des constituants et ne peuvent être modifiés que par l'altération des constituants. La densité relative des solides G en est un exemple. L'angle de frottement vrai, le coefficient des terres au repos K_o, l'angle de frottement ultime, ainsi que l'indice de compression C_c constituent sans doute des paramètres mécaniques intrinsèques, plus difficiles à définir cependant et affectés parfois par de très grandes déformations, comme un remaniement

complet. Les limites d'Atterberg peuvent aussi être considérées comme paramètres intrinsèques. Tous ces paramètres ne changent pas (*) avec l'état, c'est-à-dire avec la compacité, la structure ou l'histoire des sollicitations subies. Les corrélations entre les paramètres de ce type devraient être d'application universelle.

2° - *Les paramètres de structure* définissent le matériau dans un état donné. Comme paramètres mécaniques de structure, mentionnons la cohésion c_e et les paramètres rhéologiques ; comme paramètres hydrauliques, il y a le coefficient de perméabilité k et le coefficient de consolidation c_v.

Plusieurs des paramètres de structure ne s'appliquent qu'à un type de sollicitation ; par exemple, les enveloppes de rupture décrites par c' et ϕ' doivent porter l'indice décrivant le type d'essai (essentiellement D pour drainé et U pour non drainé). L'état d'écrouissage détermine les paramètres mécaniques de structure ; ils peuvent évoluer sensiblement avec la déformation. C'est cette catégorie de paramètres que l'on utilise en pratique dans tous les calculs d'ouvrage. Les corrélations obtenues entre des paramètres de ce type n'ont pas une application universelle, mais peuvent présenter une utilité indéniable pour les comparaisons entre des cas similaires. Elles conduisent parfois à l'obtention d'un paramètre fondamental, comme par exemple la valeur constante du rapport c_e/σ_e donne le paramètre K ; inversement, en partant des paramètres intrinsèques, on peut obtenir des constantes d'application restreinte à des conditions particulières.

Les *relations entre paramètres* sont logiques ou empiriques.

1° - *Elles seront logiques* si elles se déduisent mathématiquement des définitions mêmes des paramètres. De la formulation de l'indice des vides e et de la teneur en eau w par rapport aux volumes partiels et à la densité des deux phases, on obtient la relation logique type

$$e = w_{sat.} G$$

G étant la densité relative des grains solides.

Un autre exemple est donné par la relation entre le coefficient de pression interstitielle à la rupture A_f $(= \frac{\Delta u}{\Delta \sigma})$ et les constantes de la surface de HVORSLEV :

(*) La valeur des constantes peut être modifiée cependant par des facteurs externes, comme la concentration d'ions dans le fluide interstitiel.

$$A_f = \frac{1}{2} \cos \phi_e \left(tg(45° - \frac{\phi_e}{2}) + \frac{1 - N}{K + N tg\phi_e} \right)$$

pour les essais CU normalement consolidés et

$$A_f = \frac{1}{2} \cos \phi_e \left(tg(45° - \frac{\phi_e}{2}) + \frac{\sigma'_c/\sigma_e - S}{K + S\ tg\phi_e} \right)$$

pour les essais surconsolidés.

Toute hypothèse simplificatrice, ou tout modèle mécanique permet d'établir de nouvelles relations logiques ; ainsi, en posant l'hypothèse que la décompression d'un essai de consolidation soit linéaire avec le logarithme de la pression (i.e. $R = cte = \Delta w/\Delta \ln \sigma$), on obtient mathématiquement l'équation

$$\frac{\sigma'_c}{\sigma_e} = (OCR)^{\frac{R}{A}} - 1$$

OCR étant le rapport entre la pression maximale et σ'_c. L'hypothèse simplificatrice conditionne la valeur réelle de cette relation ; on peut la juger acceptable en ce qui concerne nos essais sur les argiles du Keuper, dans les essais de consolidation sous un état de contrainte isotrope ; mais les courbes de décompression des consolidations oedométriques ont une courbure trop prononcée pour que l'on puisse accepter la même hypothèse ; nous avons vu pourquoi, en comparant les cheminements de contraintes (p. 79). On doit utiliser des relations logiques pour arriver à interpréter les essais ; les résultats servent de test d'hypothèse.

2° - *Les relations empiriques* ne nécessitent aucune théorie d'interprétation mais conduisent parfois à préciser celles que l'on possède déjà, ou au contraire, à les invalider. Les diagrammes 4.4, 5.12 et 6.24, par exemple, ont une utilité pratique pour l'étude d'une propriété de structure applicable à un type de matériau ; elles dépendent grandement des conditions d'essais.

Il y a des relations empiriques d'application limitée mais fort utiles pour la connaissance géotechnique d'un matériau. La recherche sur le Keuper vise à en établir le plus grand nombre possible.

Il y a aussi des relations empiriques d'application universelle ; ces relations ne peuvent être intrinsèques que dans la mesure où elles se rapportent à des paramètres intrinsèques. Les corrélations entre deux propriétés supposées intrinsèques ont donc plus de chances d'être d'application universelle ; par exemple, les fonctions empiriques qui lient C_c à la limite de liquidité :

C_c = 0,007 (w_1-10) pour les sols remaniés,

C_c = 0,009 (w_1-10) pour les sols intacts peu sensibles.

Mais en fait, on peut très bien avoir l'effet simultané de plus d'un paramètre, d'où la dispersion obtenue dans ce type de corrélation. Remarquons finalement que de l'existence des relations logiques résulte une liberté dans le choix des paramètres intrinsèques.

6.12 - QUELQUES CORRELATIONS ET DISCUSSION

Les corrélations entre paramètres de structure donnent peu de résultats probants dans le Keuper ; trop de facteurs ont une action simultanée sur les mesures obtenues directement des essais. Une analyse statistique deviendra souhaitable lorsque la quantité de données sera suffisante. Nous possédons encore assez peu de données et trop de mécanismes demeurent mal éclaircis pour l'effectuer maintenant de façon valable.

Un certain nombre de corrélations empiriques ont déjà été présentées sous forme graphique tout au long des chapitres précédents. Nous discuterons maintenant de quelques autres, entre des paramètres qui nous apparaissent importants.

6.12a) Compressibilité unidimensionnelle

Les deux équations exposées ci-dessus ne permettent pas une bonne estimation de la compressibilité à cause de la trop grande dispersion des mesures (fig. 6.26a). Les indices obtenus à l'oedomètre se situent sur, ou en dessous, de la droite C_c = 0,009 (w_1-10). Nous avons mentionné (page 73) que les valeurs du tableau 5.1 représentent des valeurs minimales ; les indices de compression peuvent donc en fait être plus élevés dans le domaine de très grandes pressions (rarement atteintes en pratique).

Il existe une relation beaucoup plus nette entre les divers états d'altération et la compressibilité ; on peut, par exemple, l'illustrer par la figure 6.25. L'indice de vide initial permet déjà d'estimer la compressibilité. Cela se voit aussi sur la figure 5.1 ; malgré les hétérogénéités de composition, il y a une certaine homogénéité de comportement et les courbes de compression se disposent un peu comme s'il s'agissait de diverses recompressions d'un même matériau contenant des proportions variables de constituants indurés et ramollis.

Les indices de décompression C_d et les limites de liquidité ne peuvent pas être corrélés de façon nette. Sur la figure 5.1, on note que les éprouvettes d'essai de plus faible compacité ont une pente de décompression plus forte. Le rapport R/A représente probablement pour les sols un paramètre important. Dans le cas du Keuper, cette valeur s'établit toujours entre 0,08 et 0,22 pour les essais oedométriques (fig. 6.26b) que le sol soit intact ou remanié. Les valeurs publiées indiquent que le paramètre R/A dépend de la nature du minéral argileux dominant ainsi que des ions adsorbés (fig. 6.26c). A cela on peut ajouter que le type d'essai importe également, car la contrainte axiale en cours de déchargement d'un essai oedométrique ne donne qu'une idée lointaine de la valeur moyenne des contraintes. La pente R mesurée sous une contrainte hydrostatique donne une valeur plus régulière et plus élevée.

6.12b) Paramètres de résistance

On porte souvent la valeur de l'angle de l'enveloppe de rupture en diagramme avec le pourcentage d'argile. Cette relation ne peut être universelle ou intrinsèque pour deux raisons : l'angle de l'enveloppe varie avec l'historique des contraintes et le type d'essai ; la nature du minéral argileux et de l'ion adsorbé peut changer indépendamment du pourcentage d'argile. L'angle résiduel et l'angle de frottement vrai se relient très bien par contre avec l'indice de plasticité, car ce sont trois paramètres intrinsèques ; la corrélation se fait un peu moins bien avec la limite de liquidité (fig. 6.27). Nous avons comparé nos valeurs avec celles de quelques sols bien étudiés et très souvent cités dans la littérature. Nous avons utilisé les données initialement rassemblées par L. BJERRUM (1951) et R.E. GIBSON (1953).

La valeur du paramètre K(= c_e/σ'_e), à quelques exceptions près, s'établit toujours entre 0,12 et 0,15 pour les sols intacts et autour de 0,11 pour les matériaux remaniés (fig. 6.28a) ; cette dernière valeur correspond à la valeur obtenue sur l'illite et la montmorillonite sodique. La kaolinite donne une valeur de 0,02 seulement et les sols pulvérulents ont une valeur K = 0. Le paramètre N varie peu pour le Keuper, ainsi que pour les autres sols pour lesquels on a pu le calculer (0,75 > N > 0,6).

Sur un diagramme du type de la figure 6.28b, on peut très facilement caractériser la résistance mécanique par la valeur du rapport K/N $tg\phi_e$ qui représente le rapport cohésion vraie/frottement vrai pour les résistances au cisaillement

à l'état normalement consolidé. Cette valeur se relie très facilement à l'activité ; sous cet aspect, l'activité des matériaux étudiés (A_c = 0,8 à 1) s'accorde très bien avec l'ensemble des autres sols. Les matériaux du Keuper se caractérisent par une bonne cohésion et un angle de frottement vrai élevé. Les valeurs élevées de K résultent de la présence des sels et des carbonates. L'angle ϕ_e se voit attribuer une valeur assez grande dans le domaine des faibles contraintes, par suite de l'abondance d'éléments mécaniques de dimension sable fin et silt. Sous fortes pressions, on peut supposer que cette valeur diminue par suite de l'écrasement des grains cimentés.

Le remaniement modifie assez peu les paramètres K et ϕ_e. Les points représentant les sols remaniés se retrouvent un peu plus près de l'origine (ex. : le point le plus bas de l'argile de Shellhaven par rapport aux deux autres, de même que les deux matériaux du Keuper P_1 et P_7 sur la figure 6.28b).

Les deux dernières corrélations se rapportent à l'indice de consistance. Sur la figure 6.29a, on a placé en ordonnée l'écart entre la limite de liquidité et la teneur en eau B_c à laquelle on obtient : c_e = 1 kg/cm^2. Avec l'indice de plasticité comme abscisse, les pentes des droites issues de l'origine donnent les valeurs de l'indice de liquidité à la teneur en eau B_c. Les matériaux du Keuper ne s'écartent que peu du fuseau enveloppant des sols très variés, rassemblés par L. BJERRUM (1951). Le Keuper donne aussi la même dispersion de valeurs du rapport A/I_p : 0,15 à 0,30 (fig. 6.29b).

6.13 - CONCLUSION

a) Il est difficile pour le Keuper altéré de caractériser la résistance mécanique par les seuls paramètres c' et ϕ' de l'enveloppe de Mohr, à cause surtout de l'hétérogénéité dans l'altération mécanique.

b) Les paramètres de HVORSLEV contribuent à réduire cette dispersion. En mettant à contribution toutes les données que peuvent fournir les essais triaxiaux de compression (forme de cheminements, inclinaisons des plans de rupture, portions rectilignes des cheminements de contraintes, teneur en eau de saturation, données de consolidation, etc...), on peut fixer avec un nombre limité d'essais les valeurs de cinq paramètres fondamentaux (ϕ_e , K , ϕ'_N ou N , A et B). Comme l'écrouissage dû à la surconsolidation se fait toujours plus ou moins sentir, même en zone altérée, on doit effectuer au moins un essai de cisaillement à partir d'une pression hydrostatique élevée, afin d'obtenir un cheminement normalement consolidé

ainsi qu'une portion de la courbe de consolidation vierge. Théoriquement, deux autres cisaillements dans le domaine de surconsolidation suffisent à obtenir la forme de la surface de HVORSLEV à partir de quatre hypothèses. La confiance à accorder aux paramètres obtenus devient bien meilleure lorsque l'on dispose de plus de trois essais.

c) Il importe beaucoup de mesurer la teneur en eau de saturation de façon exacte. Pour les éprouvettes reconsolidées sous forte pression, on obtient une bonne homogénéité de compacité et une rupture de tout l'ensemble de l'éprouvette. Pour les cisaillements dans le domaine de surconsolidation, la rupture se confine parfois à une zone restreinte et plus faible dans l'éprouvette. On doit alors tenir compte du fait que la teneur en eau de cette zone peut dépasser la teneur en eau globale de l'éprouvette.

d) La méthode graphique exposée dans ce chapitre forme un tout avec l'étude des cheminements. Comme le constatent ROSCOE et THURAIJAH (1964), les essais de cisaillements non drainés permettent plus facilement d'obtenir les surfaces limites dans l'espace contraintes-compacité (τ, σ', w_{sat} par exemple). L'essai drainé ne donne pas une forme de cheminement aussi intéressante, et surtout la possibilité de drainage favorise le déséquilibre des zones de l'éprouvette qui entrent en premier en écoulement plastique. L'état de compacité évolue à des taux différents dans la même éprouvette, alors que la mesure de variation de volume ne donne que la valeur moyenne.

e) Les surfaces limites illustrées à la figure 6.10 ne sont pas uniques mais évoluent (c_e, D et σ_e diminuant dans le temps) en fonction de la durée considérée, par suite de l'effet des déformations secondaires. Les mesures de consolidation unidimensionnelle, qui dans le volume de la figure 6.10 se situent quelque part entre les courbes d'état critique D et de consolidation isotrope NC, permettent d'évaluer grossièrement le déplacement que subissent les surfaces limites dans le temps. Les problèmes concrets de stabilité impliquent le plus souvent des durées autres que celles du temps de consolidation primaire : les essais drainés fournissent à ce point de vue des valeurs de résistance plus représentatives. D'autres recherches demeurent indispensables sur les hypothèses faites en 6.8 avant de pouvoir extrapoler en toute confiance les résistances obtenues par les essais non drainés, à des problèmes de plus longue durée.

f) Les comportements rhéologiques n'ont été abordés dans cette étude que pour permettre la comparaison entre des états différents de surconsolidation.

Contrairement aux surfaces représentant l'état d'écoulement plastique, la loi rhéologique ne peut pas s'étudier dans un espace simple à trois dimensions. On ne pourra sans doute jamais la définir de façon générale pour notre type de matériaux pour la raison que la granulométrie n'est pas stable et peut être modifiée par de grandes déformations.

g) Les diagrammes doubles n'ont pas pour but de se substituer à l'enveloppe de rupture du matériau à l'état intact. Cette enveloppe peut être tracée en joignant les sommets des cheminements sur le diagramme (τ,σ') ; nous les avons omis sur les figures 6.13 à 6.20 afin de ne pas surcharger les diagrammes.

L'enveloppe correspondant à un type de sollicitation donné pourra être tracée de façon plus exacte à partir des diagrammes doubles, surtout s'il s'agit d'interpoler entre des points connus. C'est encore ces deux paramètres simples, c' et ϕ', que l'on utilise dans tous les calculs ; l'étude des cheminements permet cependant de les choisir avec plus de discernement.

-=-=-=-=-=-

Tableau 6.1

	σ'_c kg/cm²	w_f %	Valeurs de ε % aux points A	B	C	D	1/m	1/n	$\left(\frac{\delta R'}{\delta \varepsilon}\right)_o$	S/N
F-12, 11,85 m	0,46	23,2	1	>18	—	—	4,0	3,6	42	0,25
	0,92	23,2	5	>19	—	—	3,1	2,3	17	0,61
	1,79	22,4	2,7	>16	—	—	2,6	1,2	18	0,49
	4,10	21,0	3	3	13	18	2,5	1,3	29	0,60
F-12, 12,50 m	0,50	22,0	1,7	14	—	—	5,9	2,1	30	0,36
	0,89	21,9	2	8	—	14	4,8	2,2	27	0,57
	1,75	19,7	2,7	8	14	—	4,8	1,6	32	0,56
F-15, 8,15 m	0,34	24,8	1	13	—	—	5,0	4,5	39	0,25
	0,88	24,2	2	14	—	—	3,3	3,0	30	0,3
	1,71	24,6	2	6	8	14	2,9	1,9	36	0,5
	3,86	21,7	4	6	8	14	2,0	0,8	16	0,69
F-15, 13,05 m	0,47	23,4	1	8	15	19	3,7	3,7	50	0,29
	2,09	22,3	4	12	19	—	4,0	1,5	22	0,53
	4,19	21,6	4	4	12	>19	3,4	1,1	17	0,78
F-17, 6,05 m	0,40	26,1	2	8	15	18	6,0	3,1	—	0,0
	0,88	27,2	3	14	19	—	3,6	1,5	18	0,5
	1,34	25,2	4	4	15	19	3,3	1,6	15	0,67
	3,44	24,1	4	6	12	18	4,0	1,2	13	0,68
F-20, 5,40 m	0,46	22,9	1	>14	—	—	3,3	1,6	9	0,09
	0,94	23,0	1	7	9	>11	5,0	0,8	12	0,10
	1,77	29,4	4	7	7	>11	1,7	0,6	2	1,0
	3,77	24,4	4,5	7	7	>11	1,7	0,8	1	1,0

N.B. σ'_c : pression effective de consolidation de l'éprouvette avant le cisaillement ;

w_f : teneur en eau de l'éprouvette pendant le cisaillement ;

ε aux points A,B,C et D : valeur de la déformation axiale aux points des cheminements de contraintes (p. 112 et fig. 6.5) ;

m et n : paramètres de la relation hyperbolique (σ,ε) (p. 120) ;

$(\delta R'/\delta \varepsilon)_o$: valeur de la pente des fonctions (R',ε) avant la rupture (p. 123) ;

S et N : paramètres sans dimension définis sur la figure 6.11a.

Tableau 6.2

	PARAMETRES DE L'ENVELOPPE DE MOHR										
	$(\sigma'_a / \sigma'_r)_{max.}$		$(\sigma'_a - \sigma'_r)_{max.}$		à $\Delta H/H$ = 15 %		w_l	I_p	ϕ_s	K	ϕ'_N
	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	%	%			
F-12, 11,85 m	0,18	32°	0,25	28°	0,32	26°	37	16	24°	0,11	32°
F-12, 12,50 m	0,15	40°	0,25	31°	0,12	34°	36	15	25°	0,13	35°
F-15, 8,15 m	0,18	31°	0,10	31°	0,12	30°	45	22	21°	0,13	30°
F-15, 13,05 m	0,15	32°	0,05	33°	0,05	32°	37	18	23°	0,13	31°
F-17, 6,05 m	0,11	34°	0,05	34°	0,08	28°	51	27	15°	0,14	25°
F-20, 5,40 m	0,10	21°	0,15	21°	0,13	20°	49	19	22°	0,02	23°
Fraimbois-A	0,75	23°	0,65	24°	—	—	48	23	19°	0,13	28°
RT-6, 1 m	—	—	0,25	21°	—	—	80	43	12°	—	22°
RR-8, 3,50 m	—	—	0,28	22°	—	—	41	18	21°	—	26°
RR-8, 15,00 m	—	—	0,30	28°	—	—	45	17	24°	—	27°
RR-10, 3 m	—	—	0,6	26°	—	—	35	10	30°	—	35°
RR-22, 12,5 m	—	—	0,44	28°	—	—	42	21	20°	—	31°
Frov. P-1	Sol remanié				—	—	49	22	20°	0,11	25°
Frov. P-7	Sol remanié				—	—	43	18	21°	0,12	29°

N.B. c' en kg/cm² et ϕ' en degrés sont les paramètres de l'enveloppe linéaire tangente aux cercles des contraintes effectives : σ'_a contrainte axiale, σ'_r contrainte radiale ;

$\Delta H/H$: la déformation axiale ;

ϕ_s : angle de frottement vrai ;

K = c_s/σ_s (voir p. 117), paramètre sans dimension ;

ϕ'_N : angle vrai de l'enveloppe de rupture pour des argiles normalement consolidées.

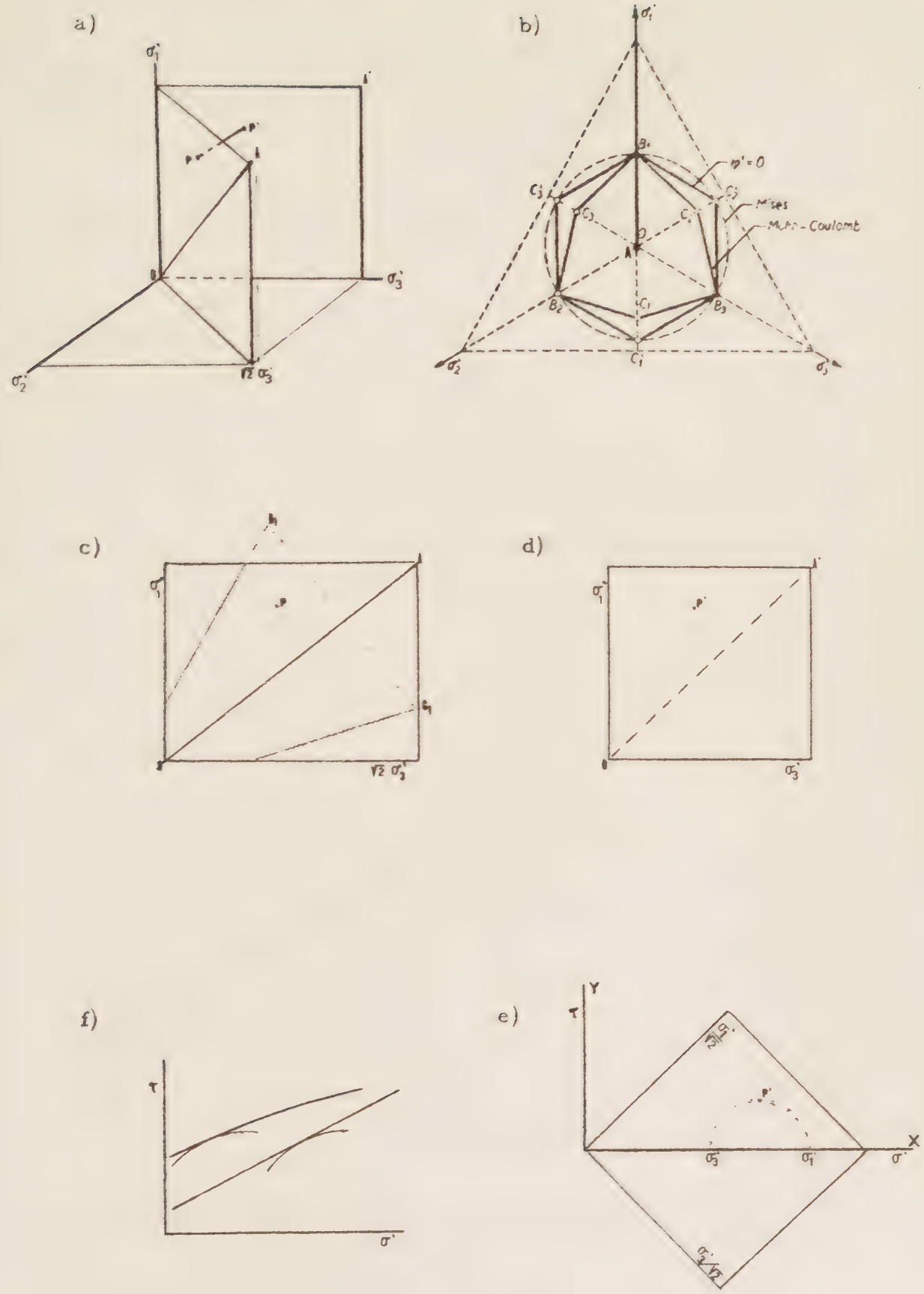
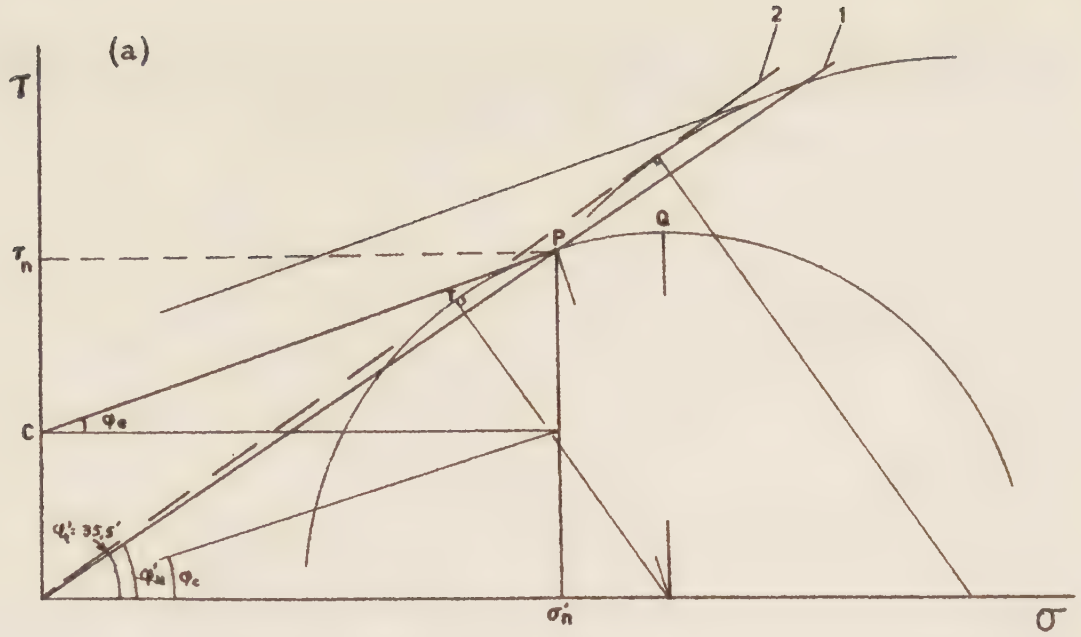
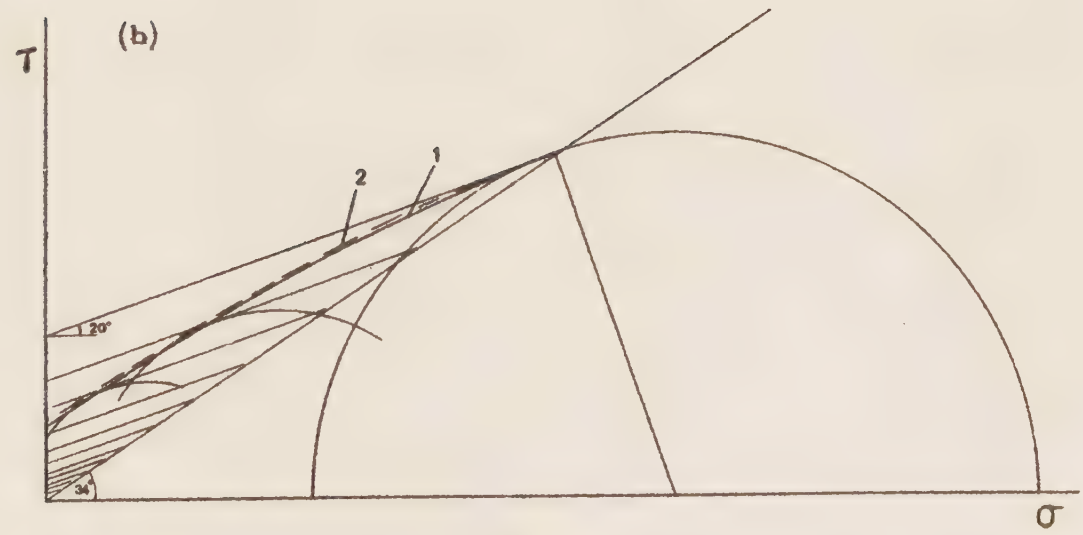


Figure 6.1 : - Espace de contrainte et systemes de représentation.



SOL NORMALEMENT CONSOLIDE



SOL SURCONSOLIDE

Figure 6.2 : - Enveloppe de rupture passant par les points ou enveloppe "réelle" (I), et enveloppe tangente aux cercles de Mohr (2) ;
- a) pour un sol normalement consolidé,
- b) pour un sol surconsolidé.

Figure 6.3 : - Différence en % de la valeur de la contrainte de cisaillement calculée pour l'angle de résistance ϕ' et pour l'angle de frottement vrai ϕ_e.

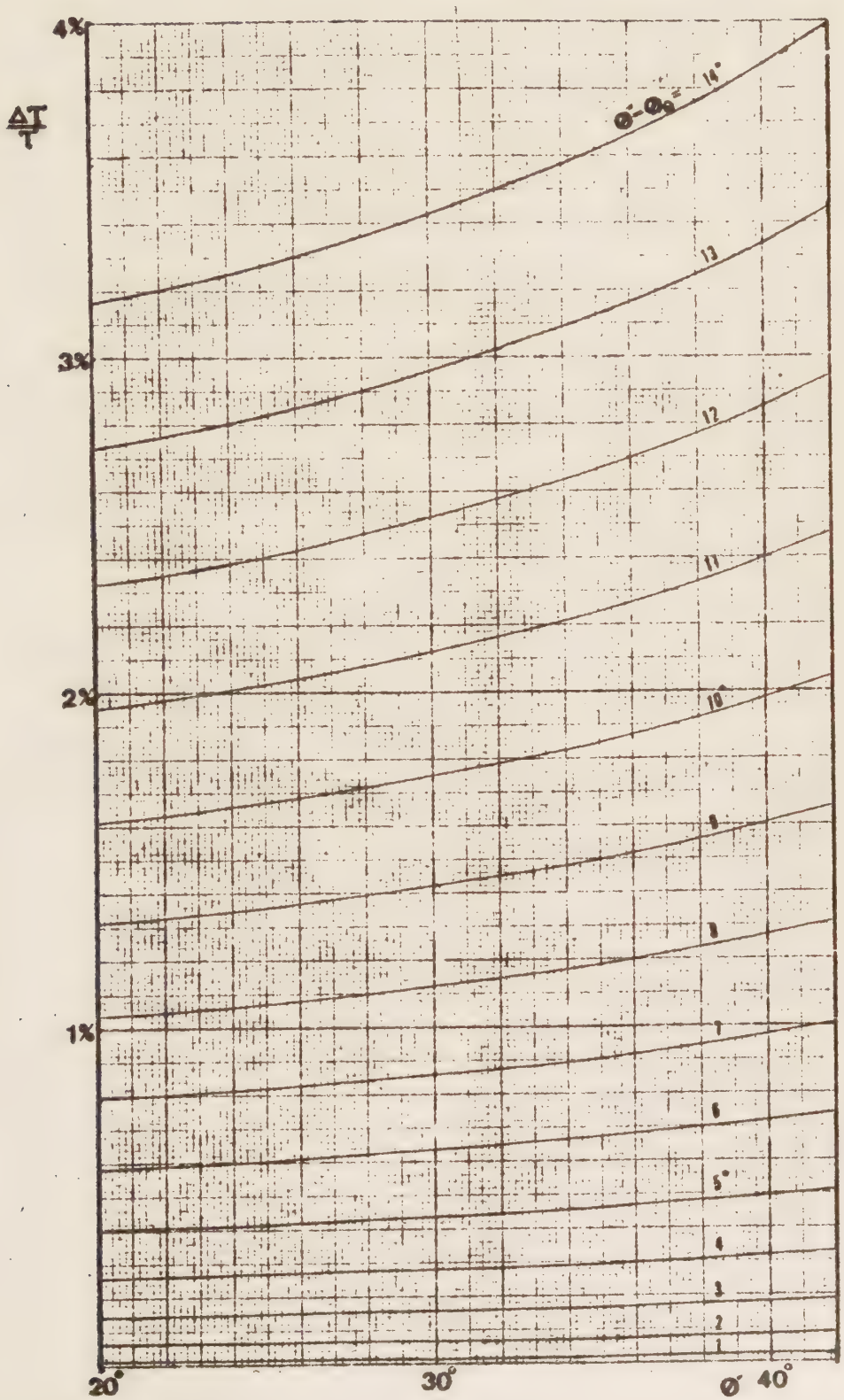
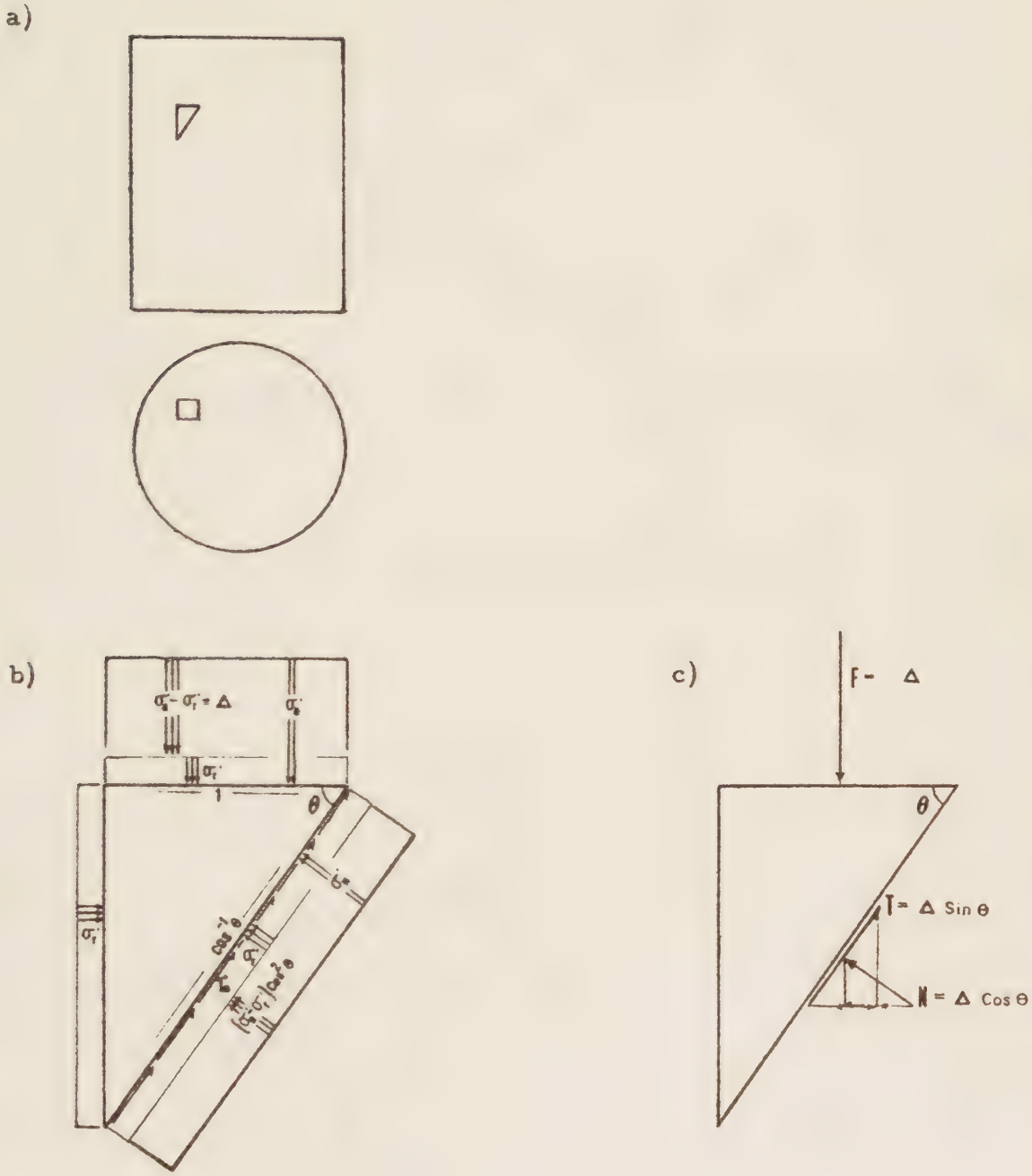
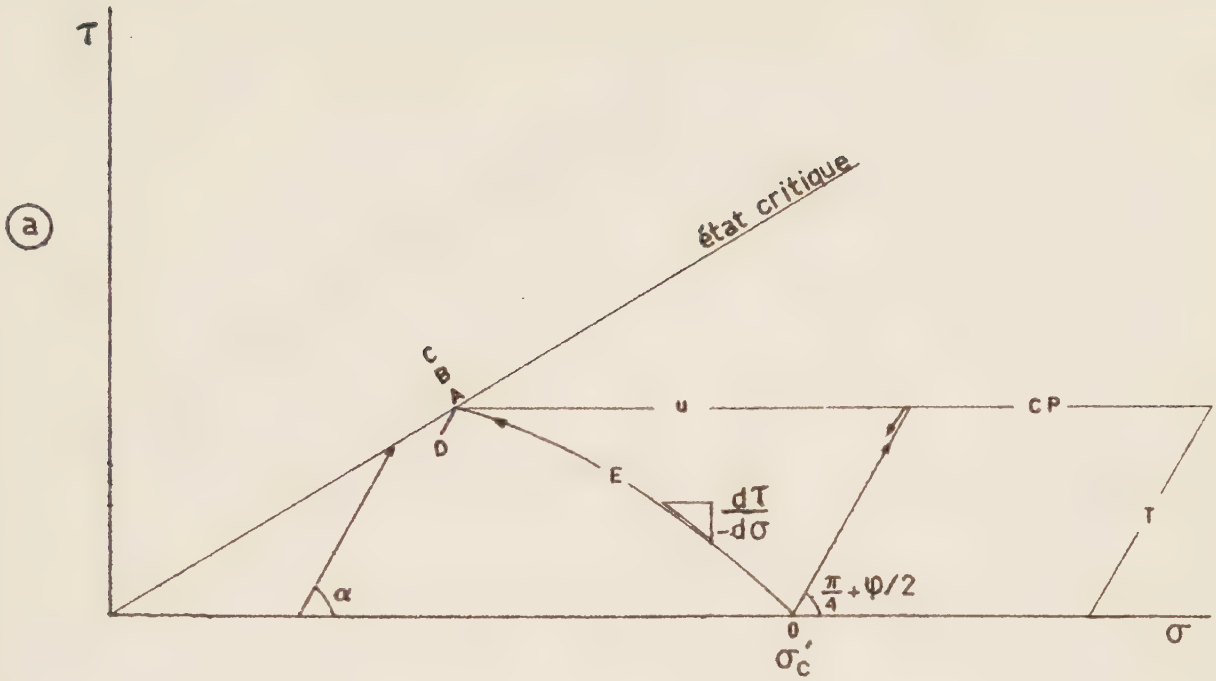


Figure 6.4 : - Equilibre dynamique d'un petit élément en forme de coin, isolé dans une éprouvette en compression triaxiale.





$$\bar{A} = \frac{1}{d\tau/d\sigma} - tg\,(45° - \phi/2) \quad \cos\phi$$

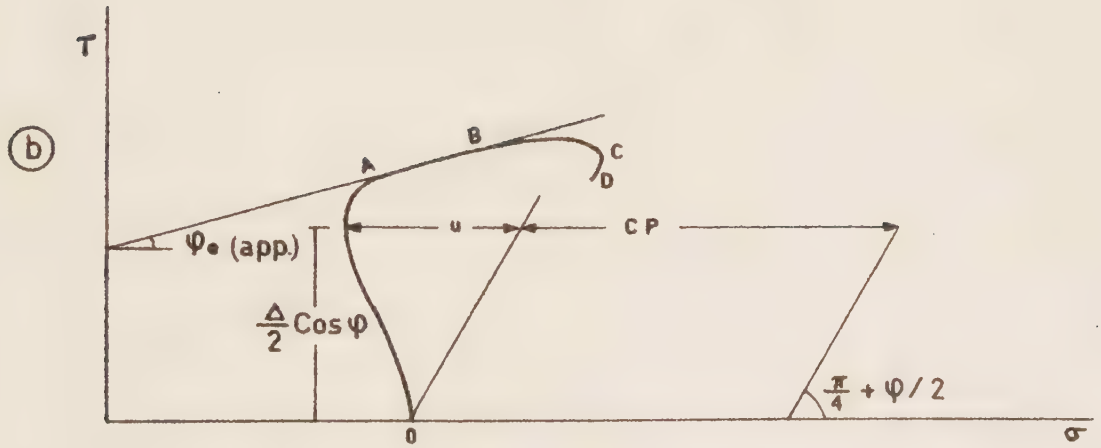
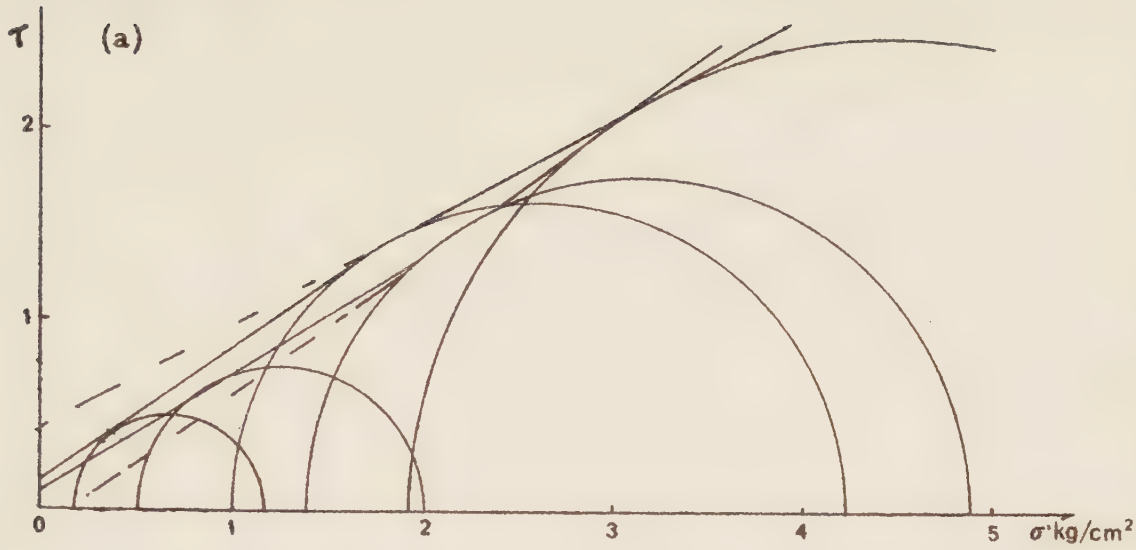


Figure 6.5 : - Cheminements des contraintes agissant sur le plan incliné à 45° + Ø/2,

a) pour une éprouvette normalement consolidée,
b) pour une éprouvette surconsolidée.



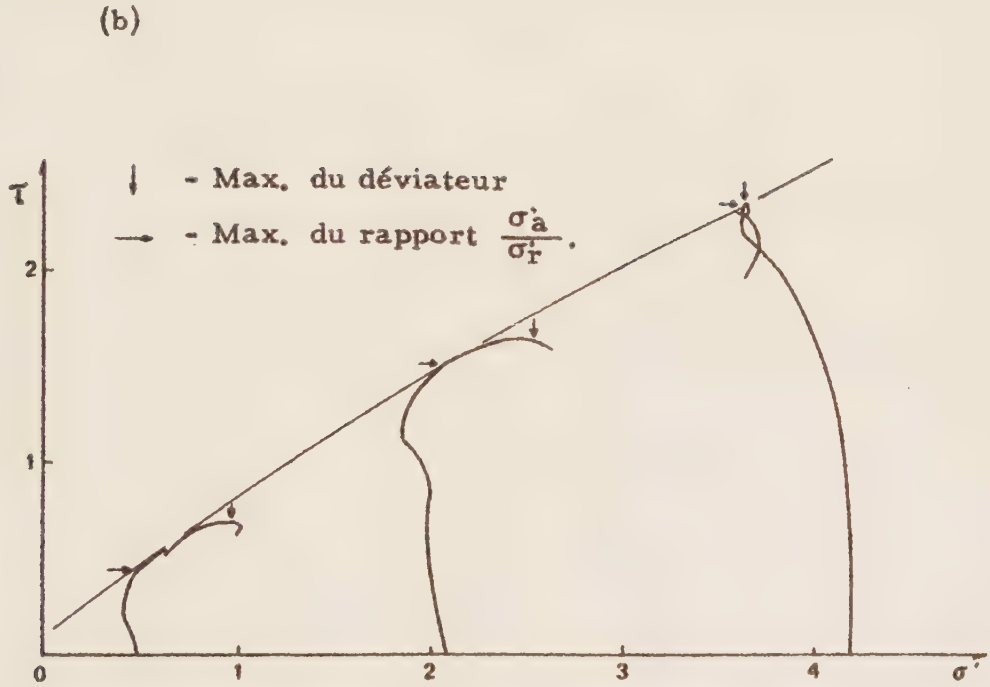


Figure 6.6 : - a) Enveloppes de rupture données par les cercles de Mohr aux maxima du déviateur et du rapport des contraintes effectives.
- b) Cheminements de contraintes pour l'inclinaison $45° + \phi_e/2$; mêmes essais qu'en (a).

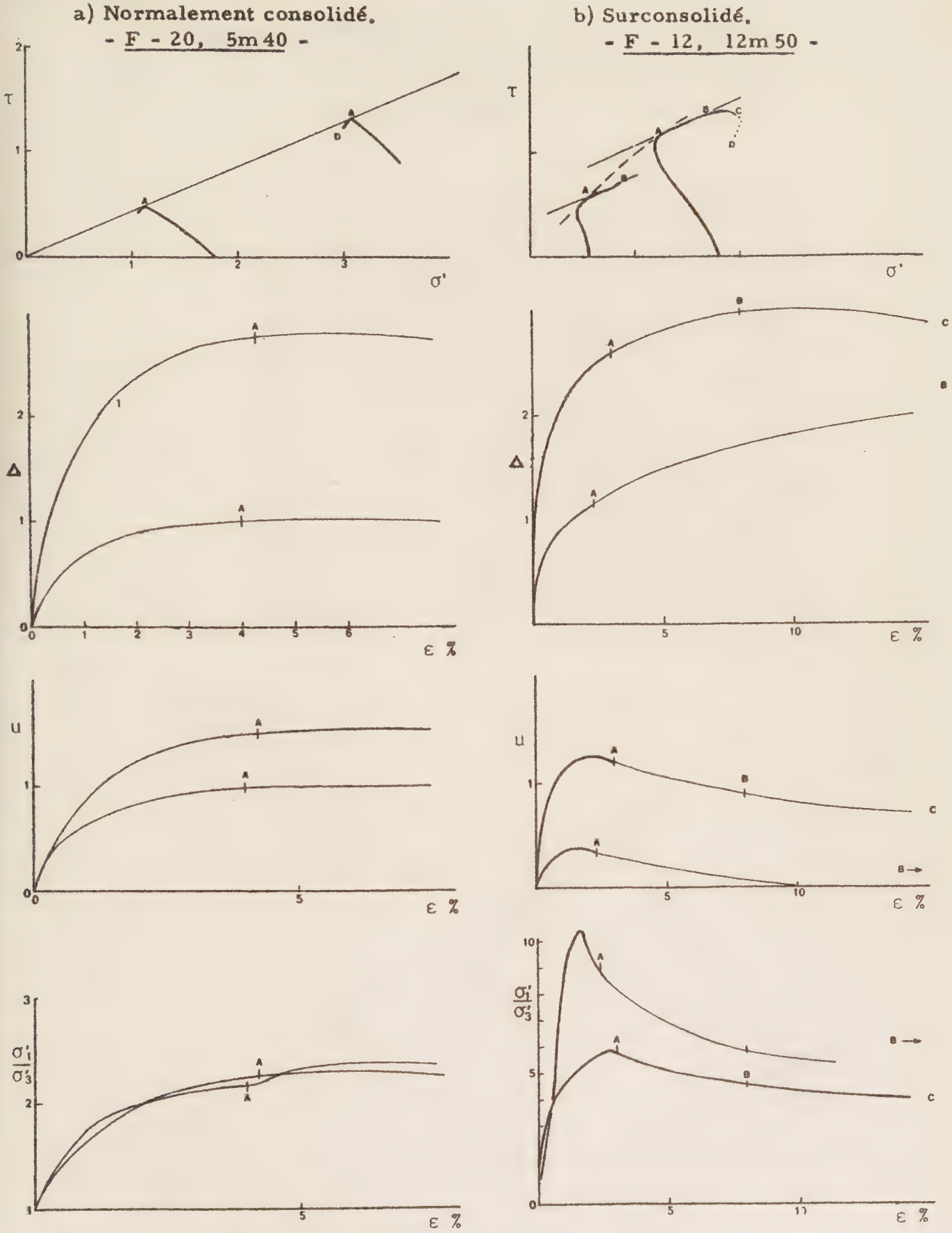
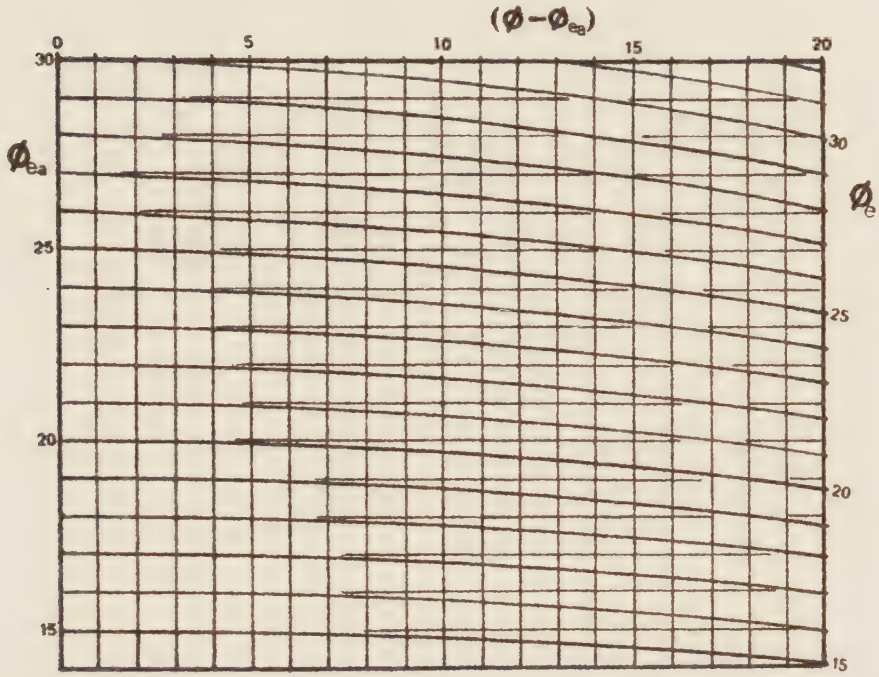


Figure 6. 7 : - Comparaison des cheminements de contraintes avec les fonctions (Δ, ε), (u, ε) et $(\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}, \varepsilon)$ pour deux types opposés.

Figure 6.8 : - Abaque donnant la valeur de l'angle ϕ_e à partir d'un angle ϕ_{ea} mesuré sur un cheminement de contraintes (BB') calculé pour une inclinaison $45° + \phi/2$.



Soit MO = 1, on aura

$OA = OB = \sin \phi_e$

$OC = \sin \phi_{ea}$

$= OB \cos (\phi - \phi_{ea})$

donc

$$\sin \phi_e = \frac{\sin \phi_{ea}}{\cos (\phi - \phi_{ea})}$$

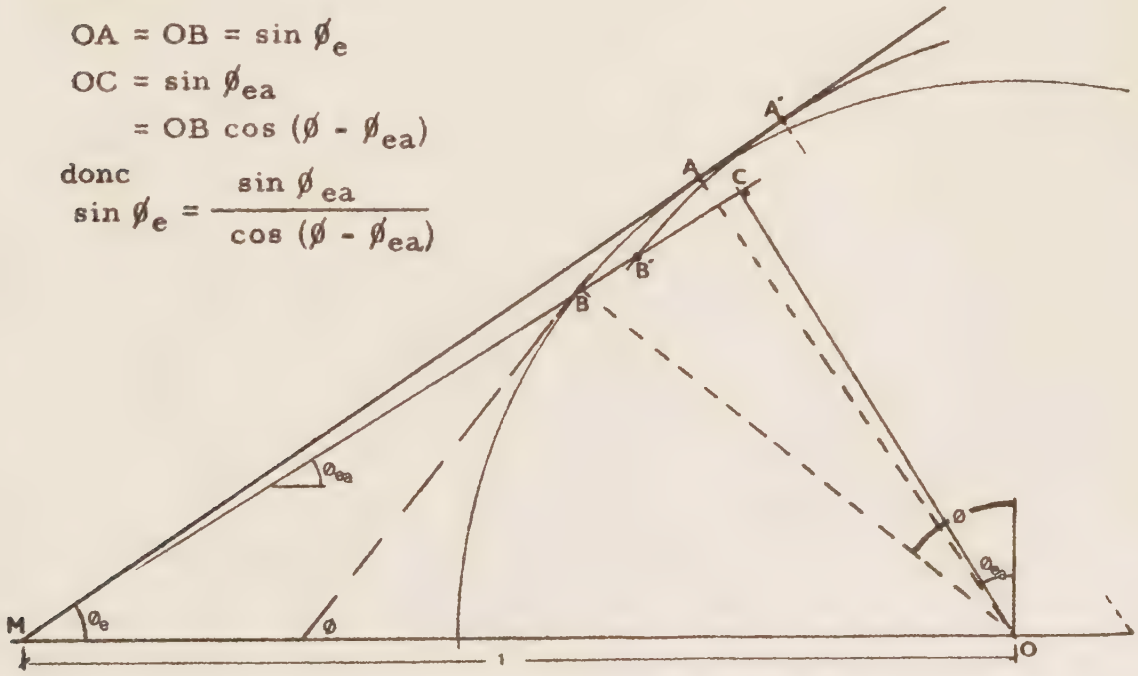
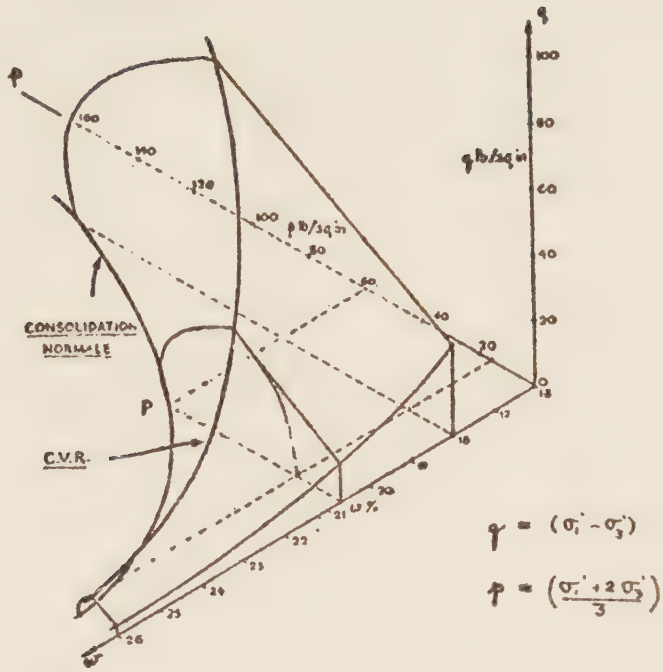


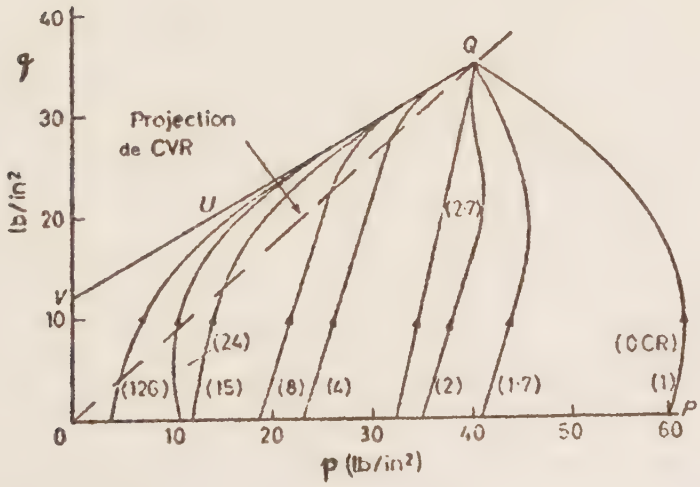
Figure 6.9 :

(a)



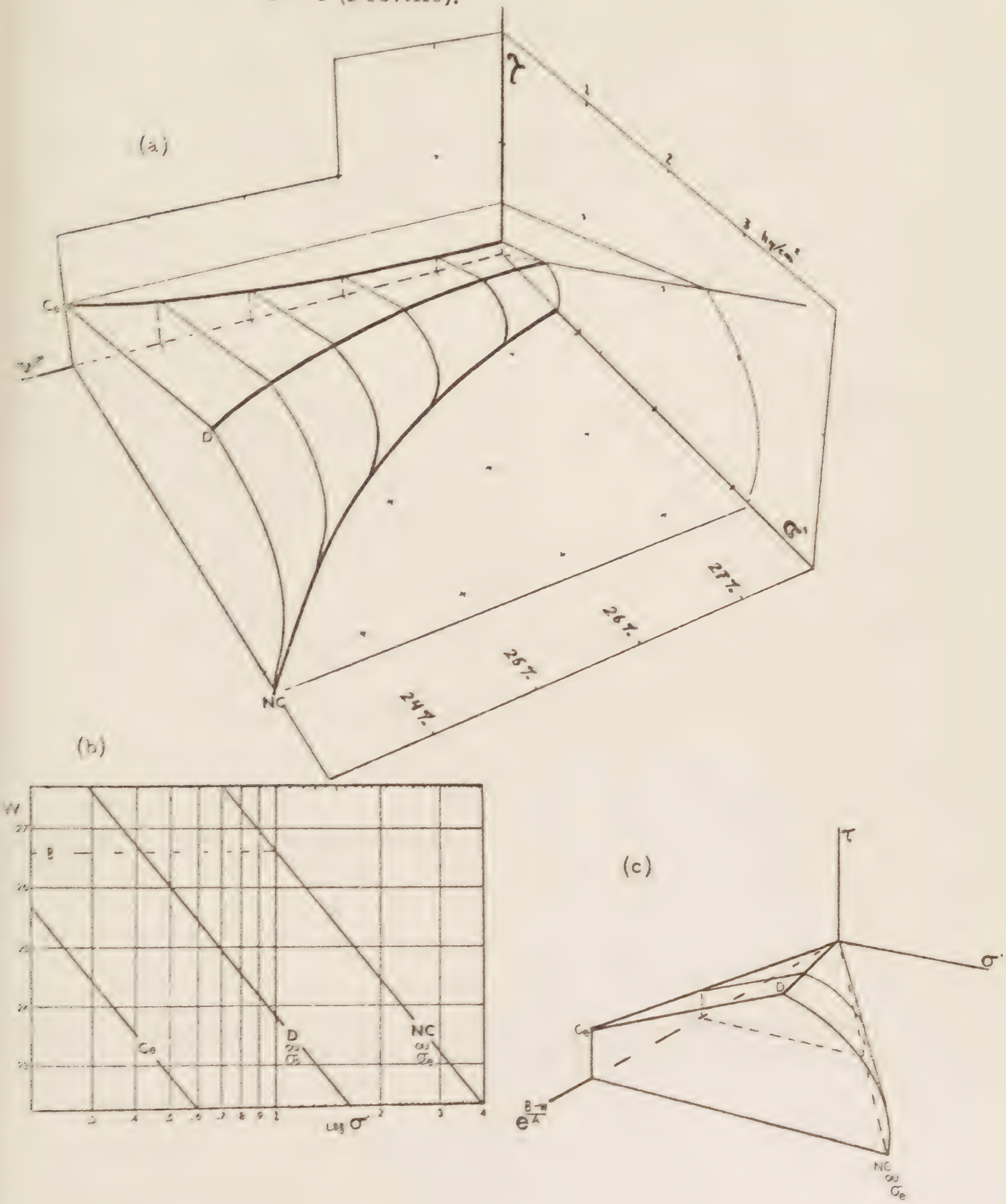
- Représentation dans l'espace p, q, w, des surfaces limites d'état, pour l'argile de Weald (ROSCOE et al., 1958).

(b)



- Section (w = cte) du volume représenté en (a) ; cheminements pour divers rapports de surconsolidation (ROSCOE et al., 1958).

Figure 6.10 : - Représentation dans l'espace τ, σ', w des surfaces limites d'état pour le matériau remanié P - 1 (Froville).



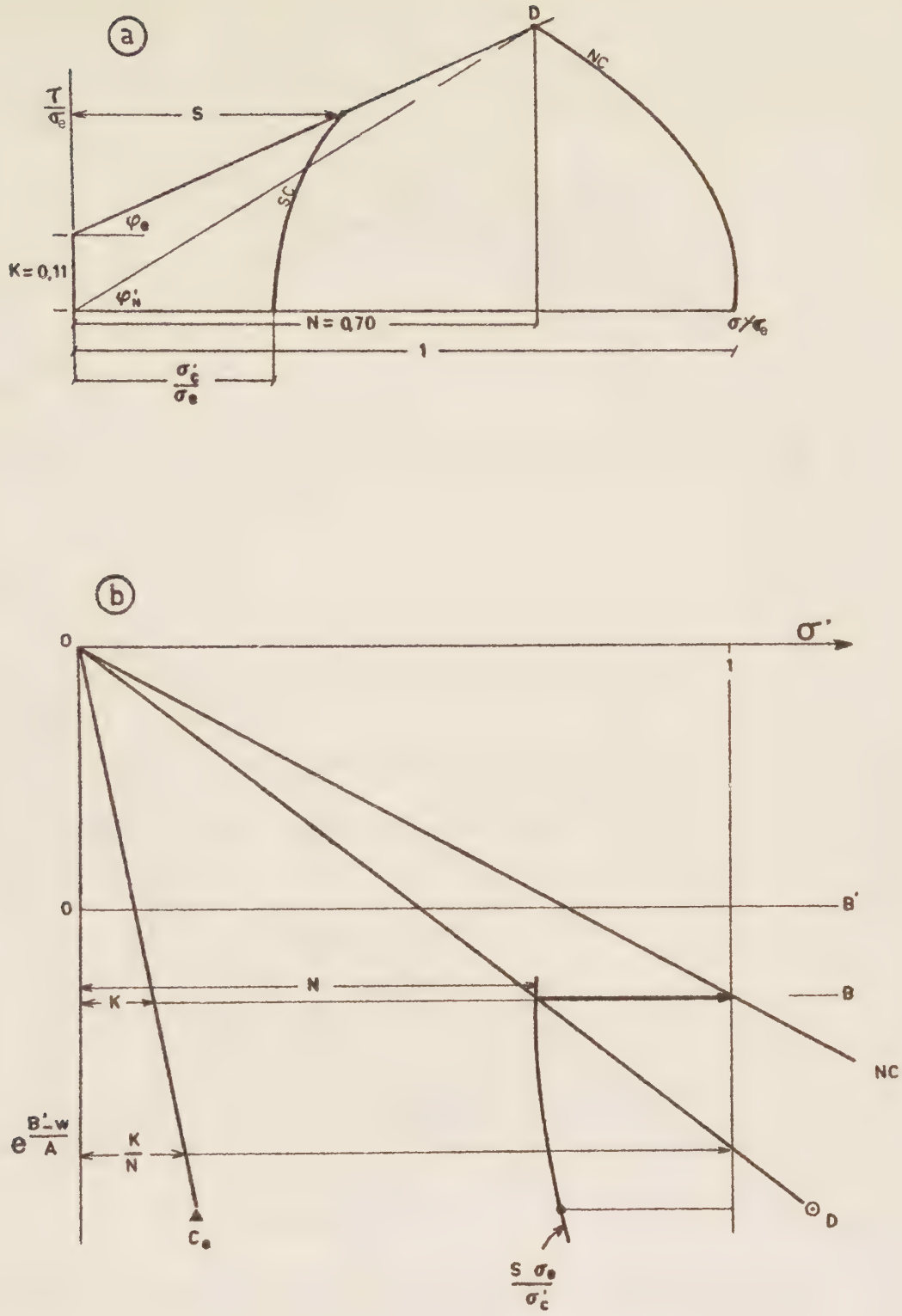
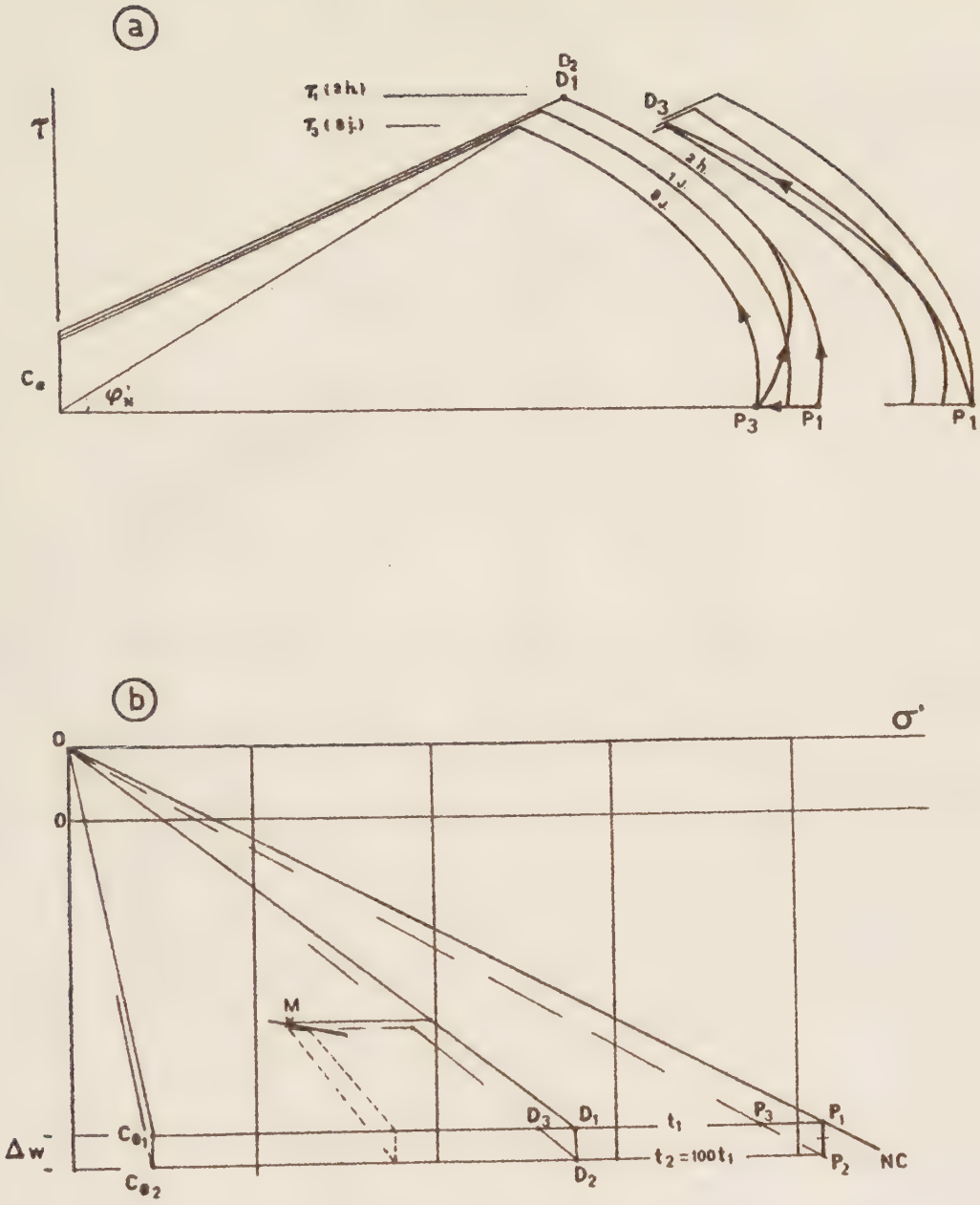


Figure 6.11 : - Définition géométrique des paramètres de la surface de HVORSLEV, représentée sur la figure 6.10.



$$\Delta w = -a_n \ln (t_2 / t_1)$$

Figure 6.12 : - a) Evolution dans le temps des surfaces limites, vues sur une coupe à w = cte.

- b) Evolution correspondante (Δw) pour des états de contrainte fixes.

Figure 6.13 :

F - 12, 11 m 85

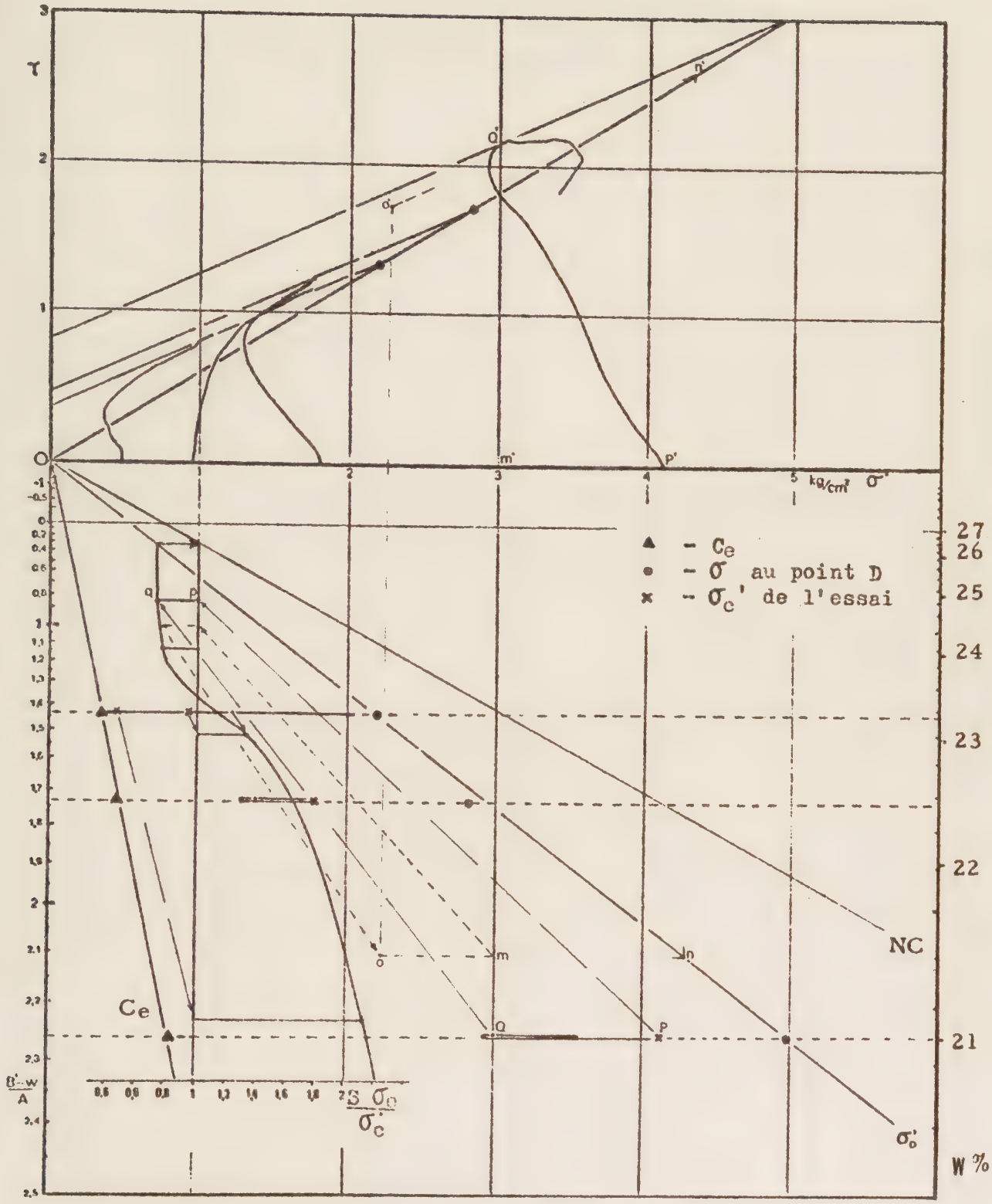


Figure 6.14 :

ESSAIS CU - F - 12 , 12 m 50 (zone III)

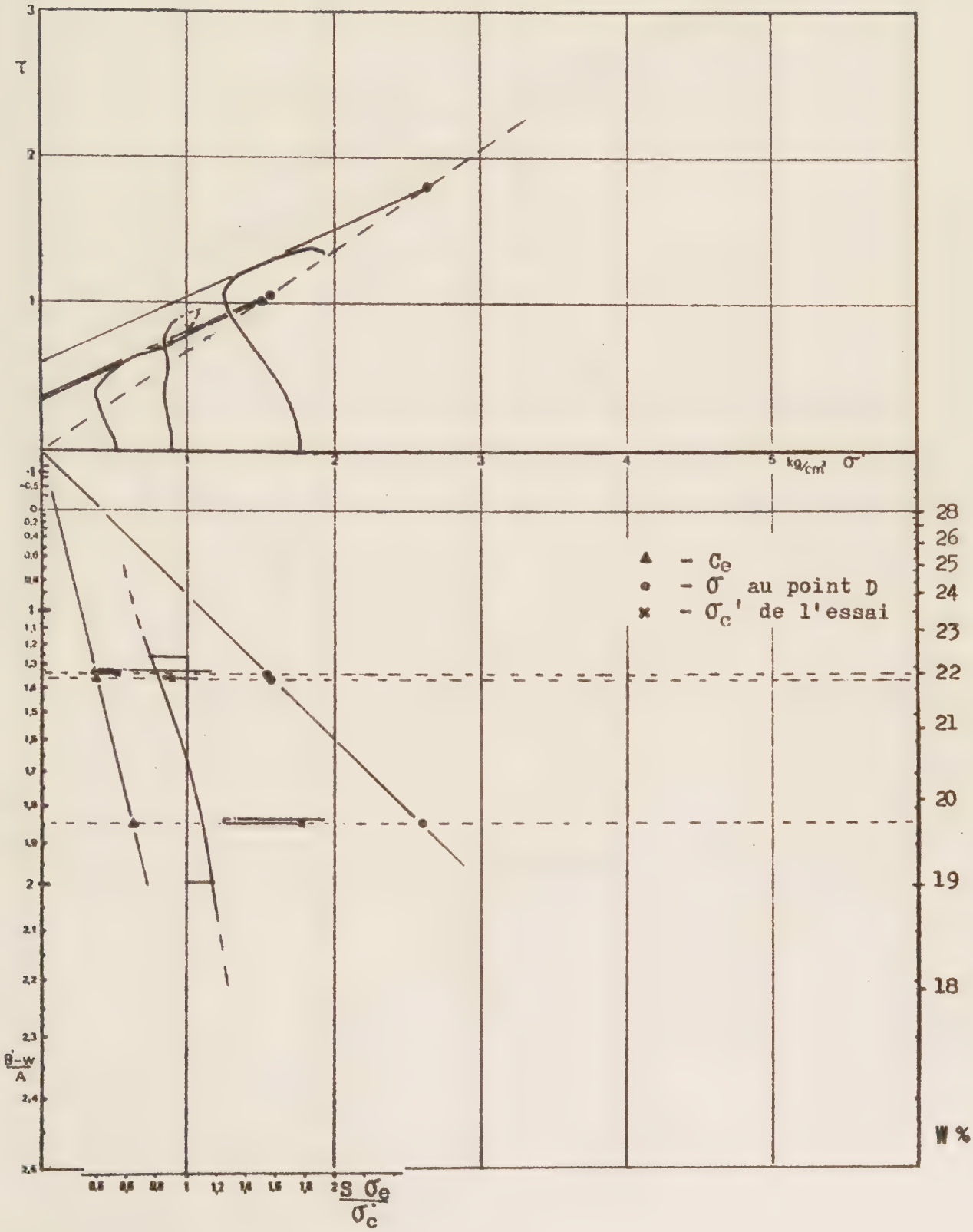


Figure 6.15 :

ESSAIS C U — F - 15 , 8 m 15 (zone IV)

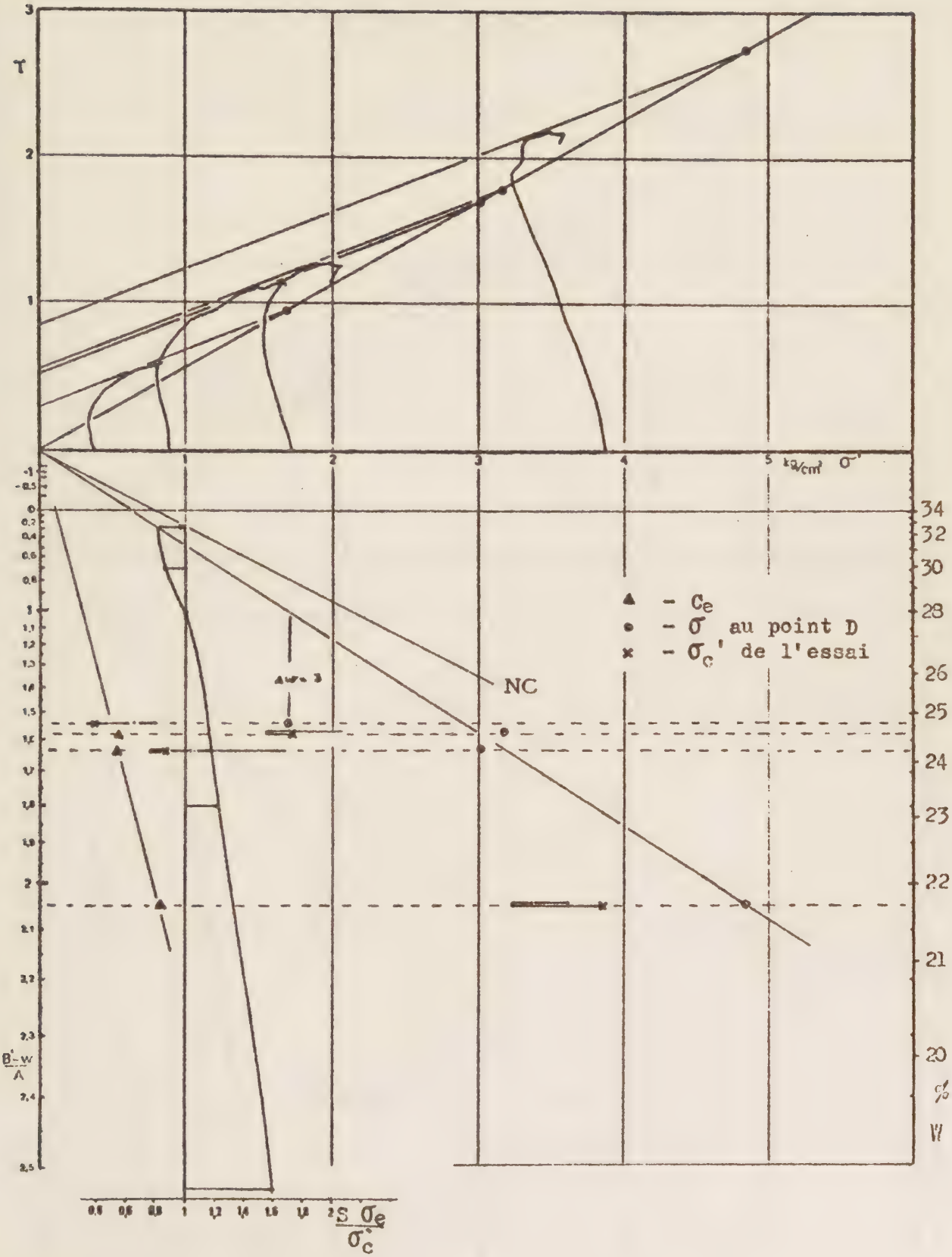


Figure 6.16 :

[illegible] 3 C6 F - 15 . 13 m05 (zone IV)

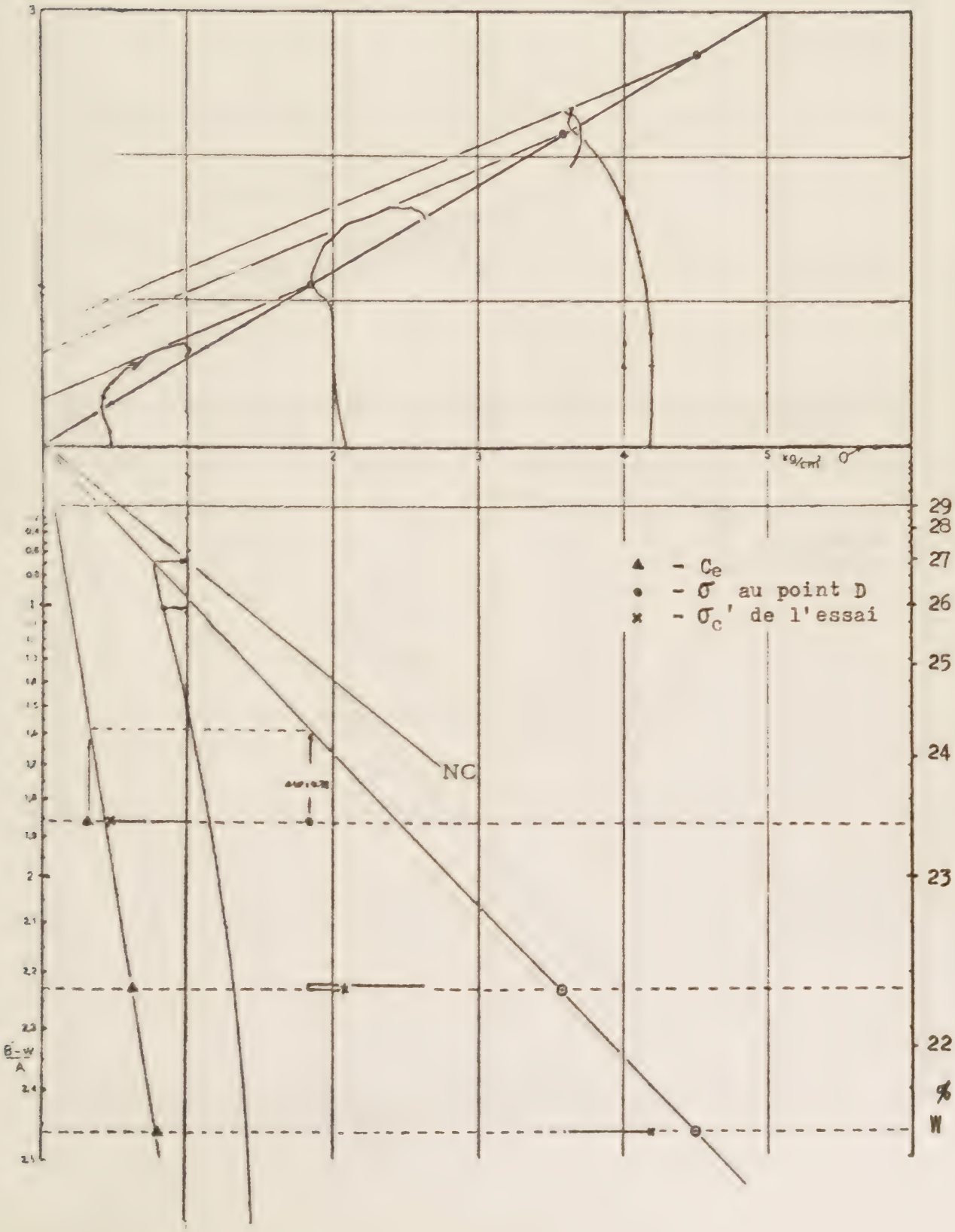


Figure 6.17 :

ESSAIS CU - F - 17 , 6 m 05 (zone IV)

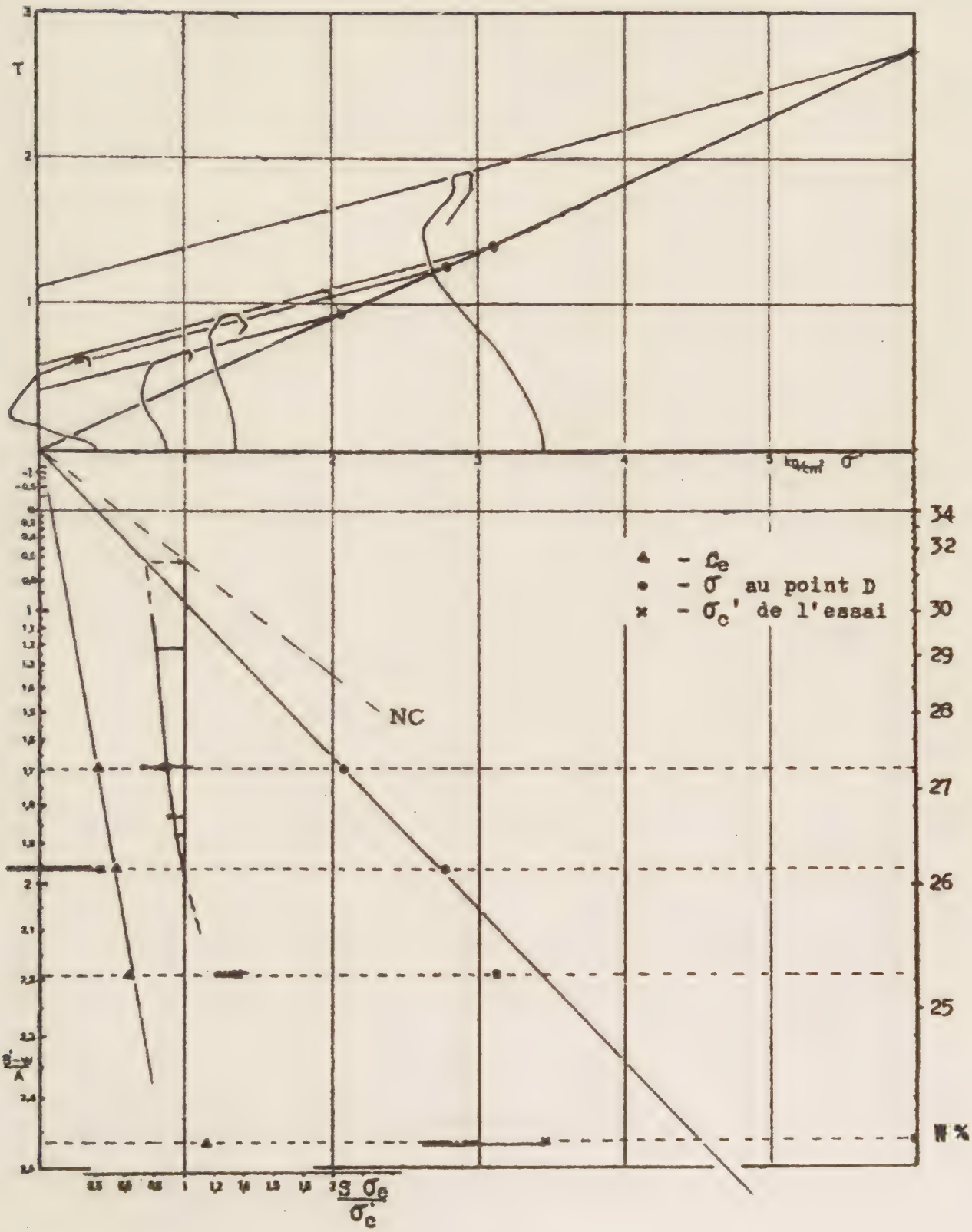


Figure 6.18 :

ESSAIS CU - F - 20 , 5 m 40 (zone IV)

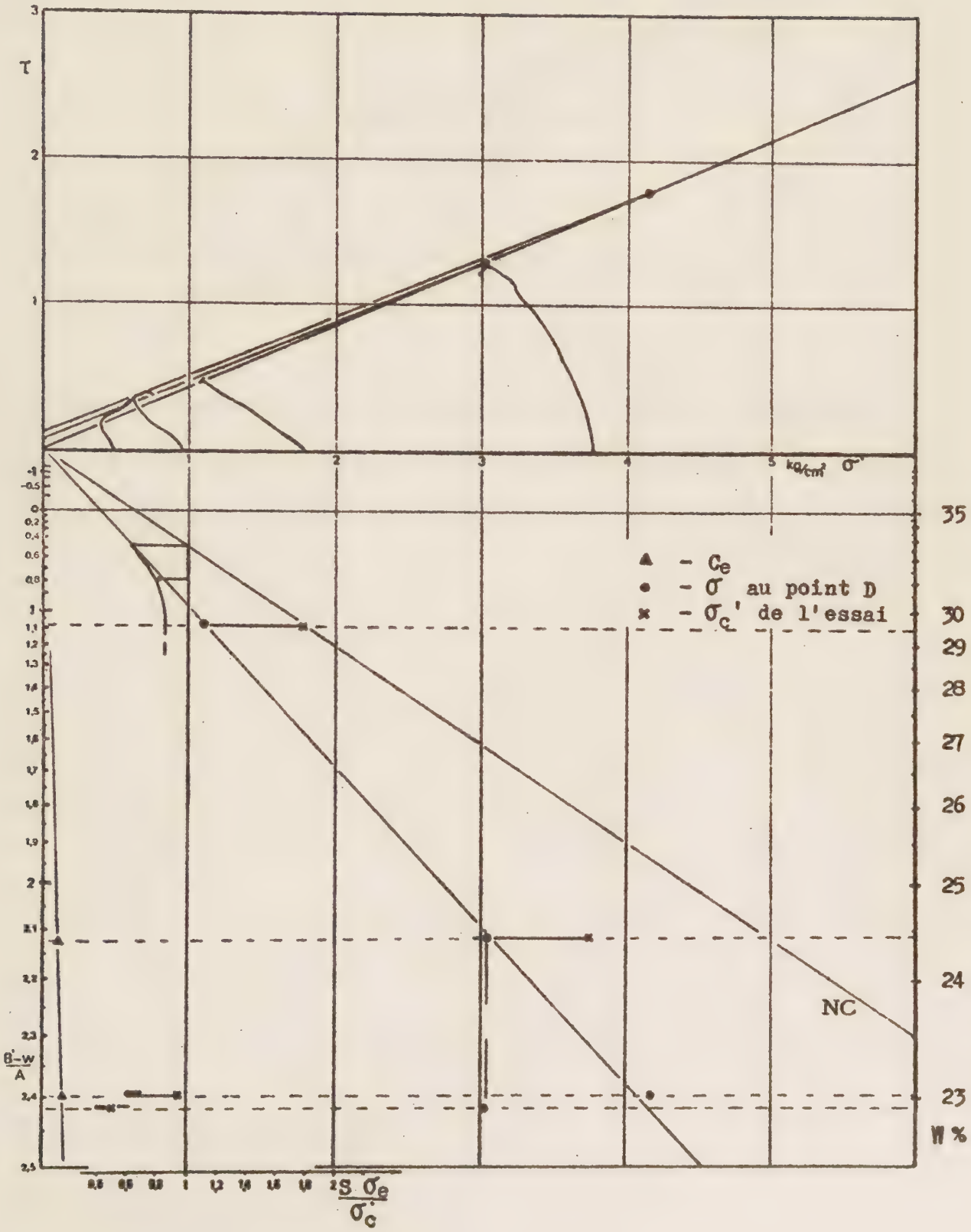


Figure 6. 19 :

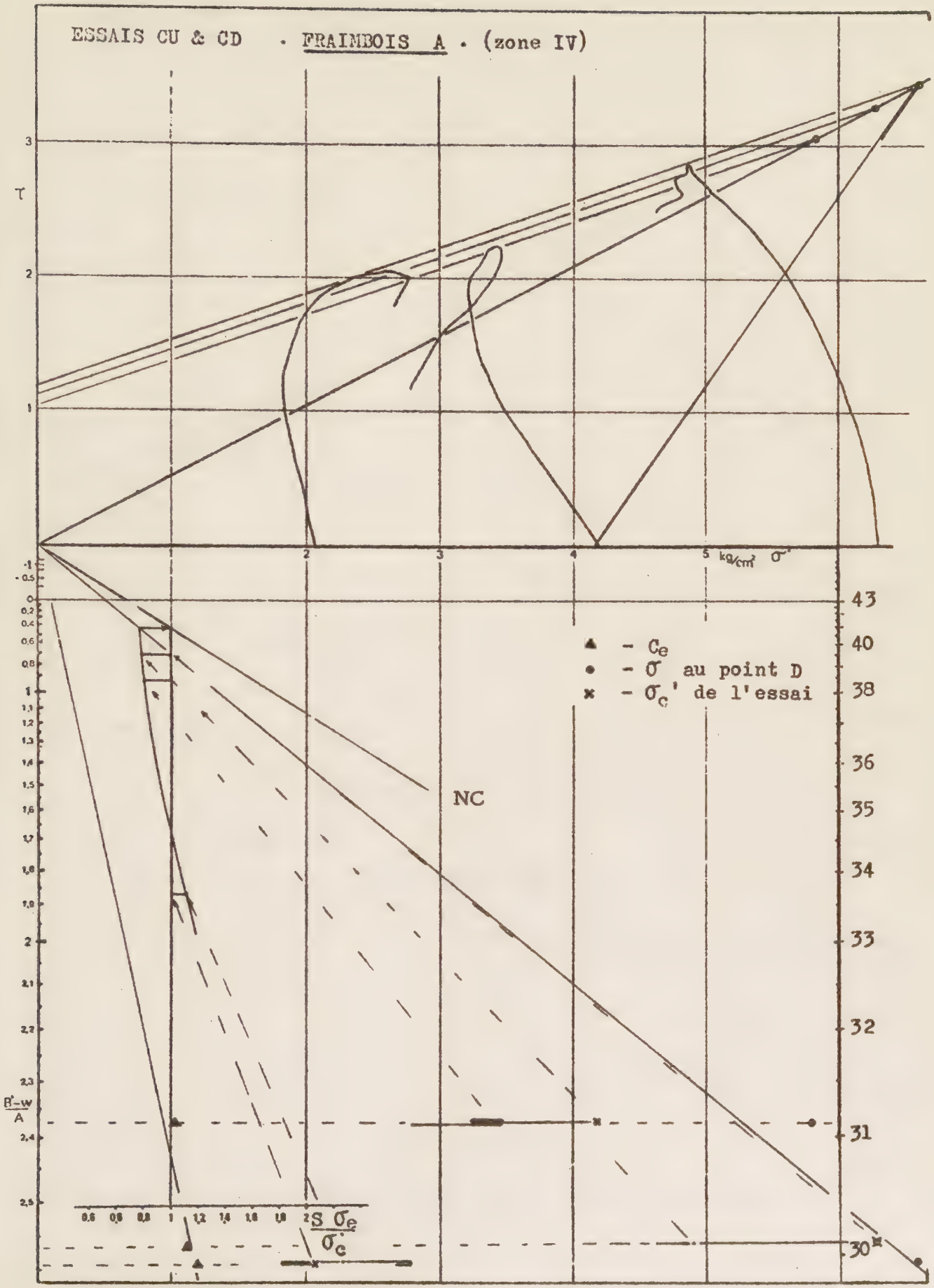

ESSAIS CU & CD . FRAIMBOIS A . (zone IV)
τ
kg/cm² σ'
▲ - Ce
● - σ' au point D
× - σc' de l'essai
NC
B'-w / A
S σe / σc'
43
40
38
36
35
34
33
32
31
30

Figure 6.20 :

ESSAIS CU FROVILLE P-7 (remanié)

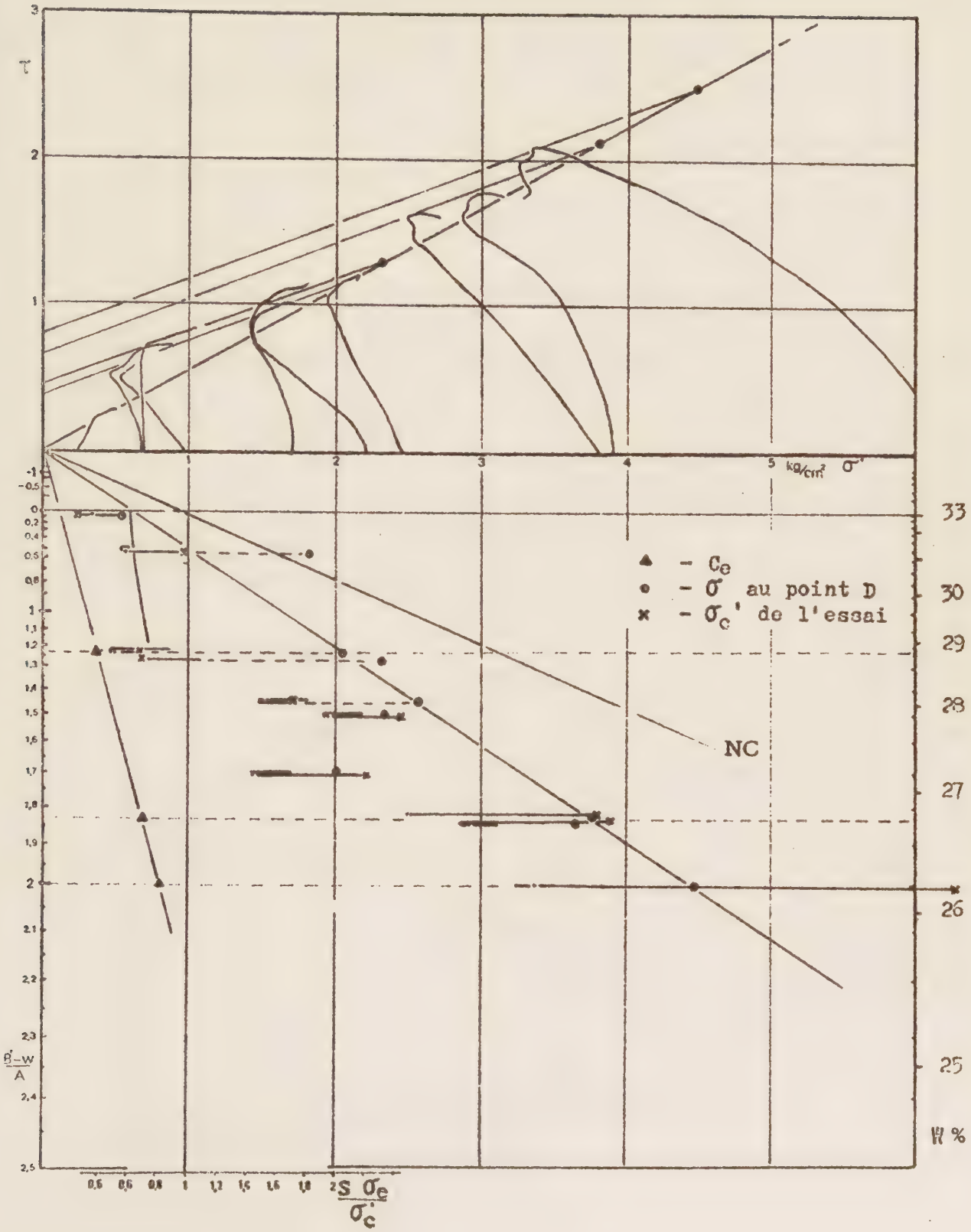
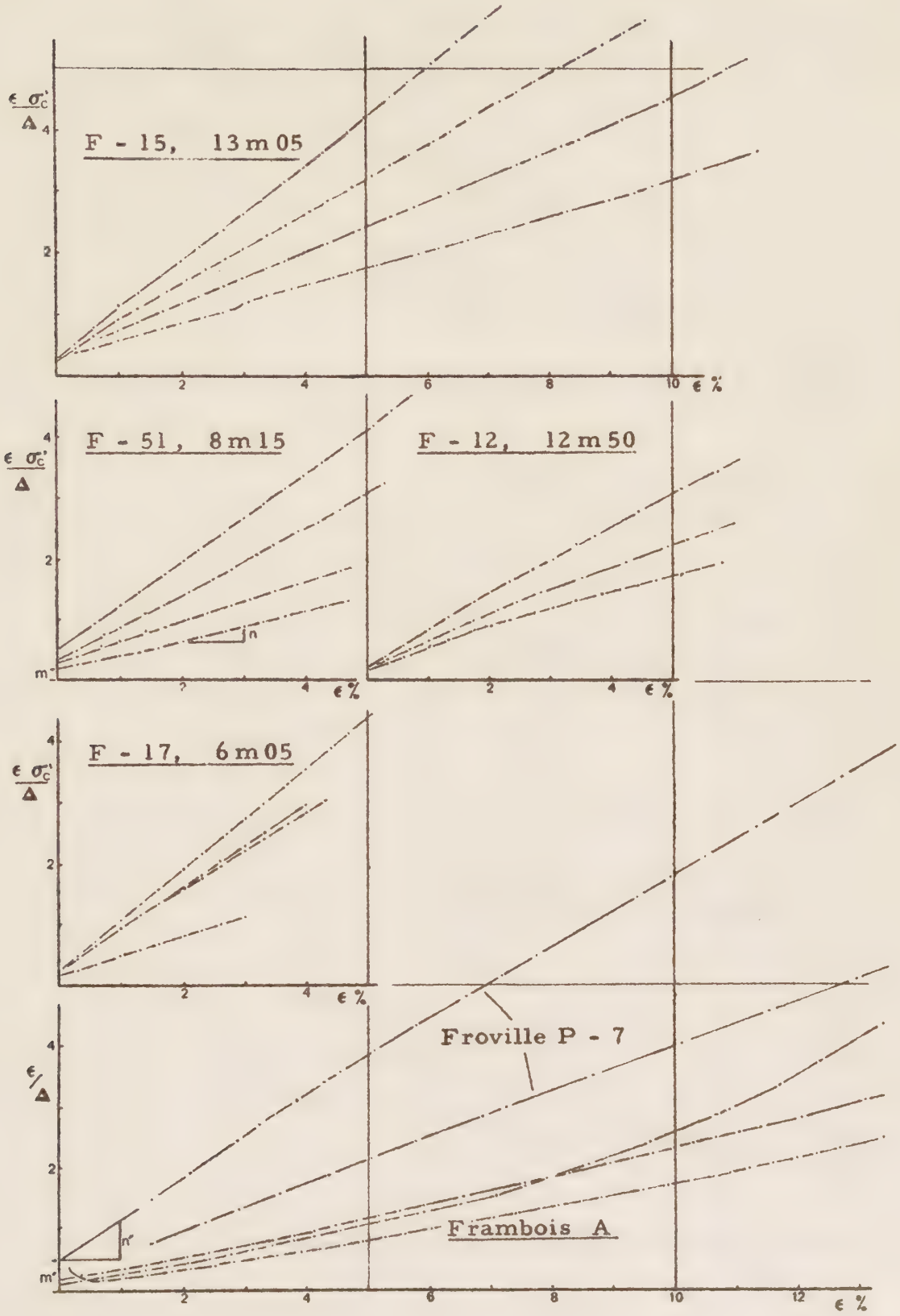


Figure 6.21 : - Diagrammes de Kondner, ou loi hyperbolique contrainte-déformation normalisée, pour quelques essais CU .



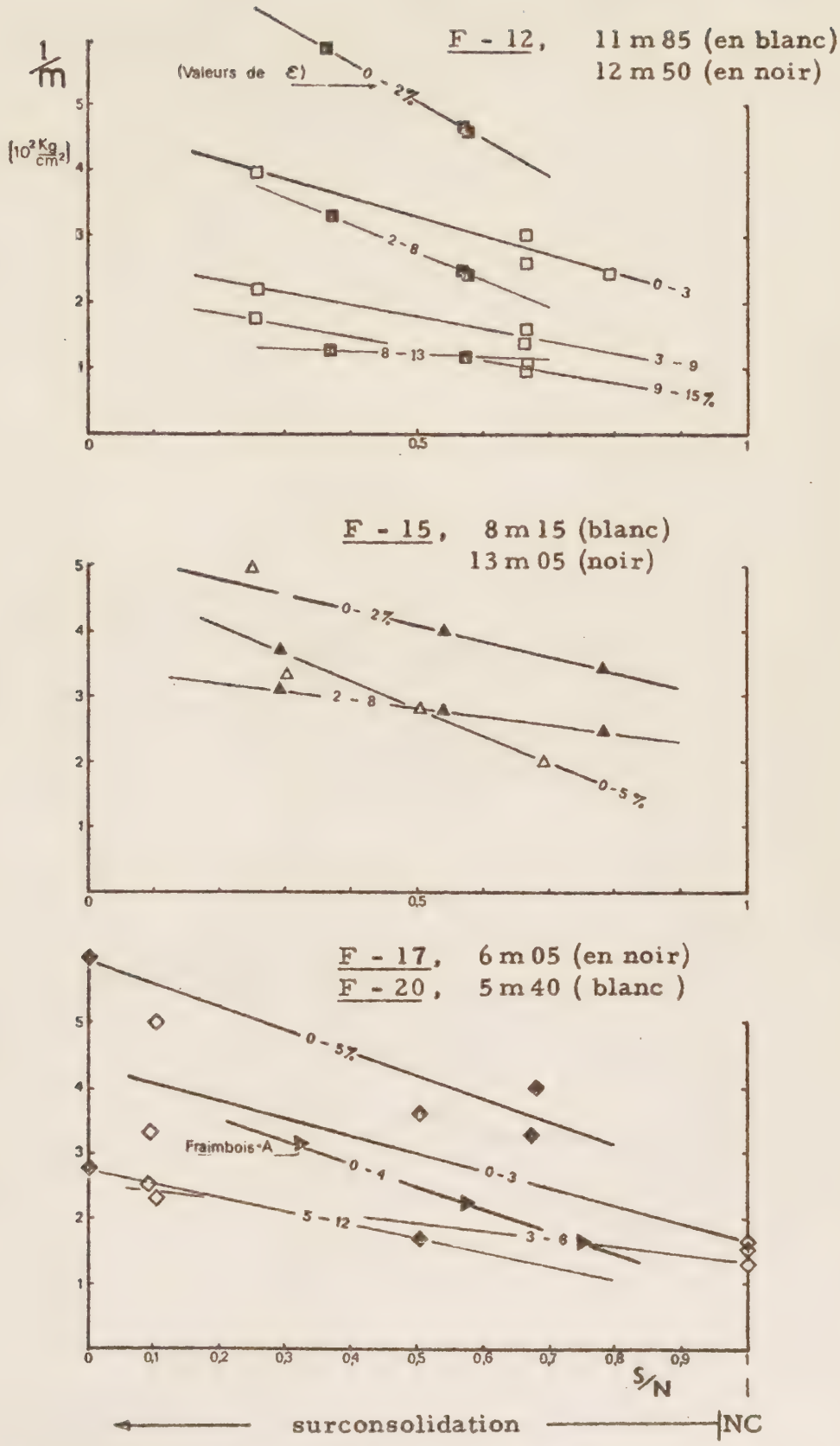


Figure 6.22 : - Module tangent à l'origine de la relation (σ, ε) normalisée, par rapport à l'état de surconsolidation S/N.

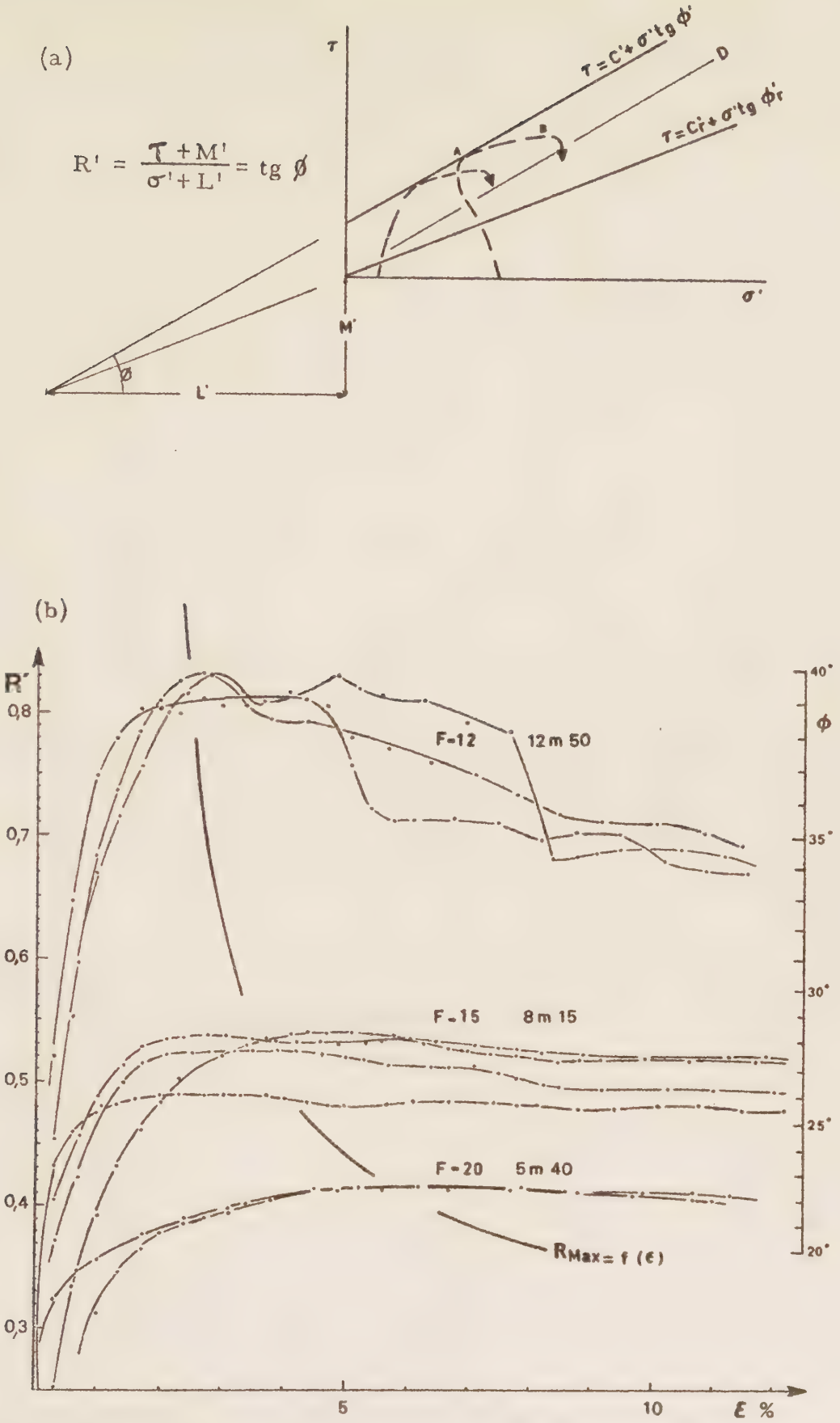


Figure 6.23 : - a) Enveloppe maximale et enveloppe résiduelle d'une argile surconsolidée.
- b) Relation entre le rapport R' et la déformation axiale.

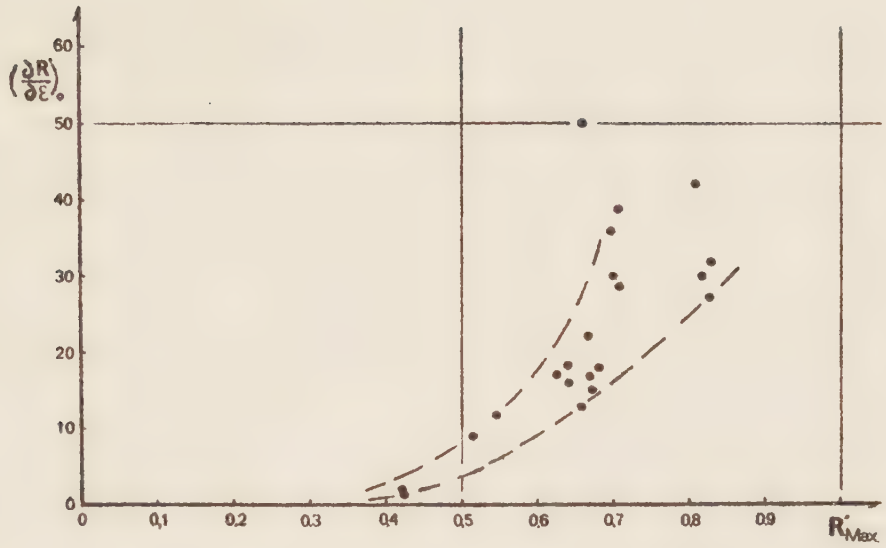


Figure 6.24 : - Module sans dimension $(\partial R'/\partial \varepsilon)_o$ par rapport à la valeur maximale du rapport R'.
- Essais CU sur des matériaux intacts de Froville.

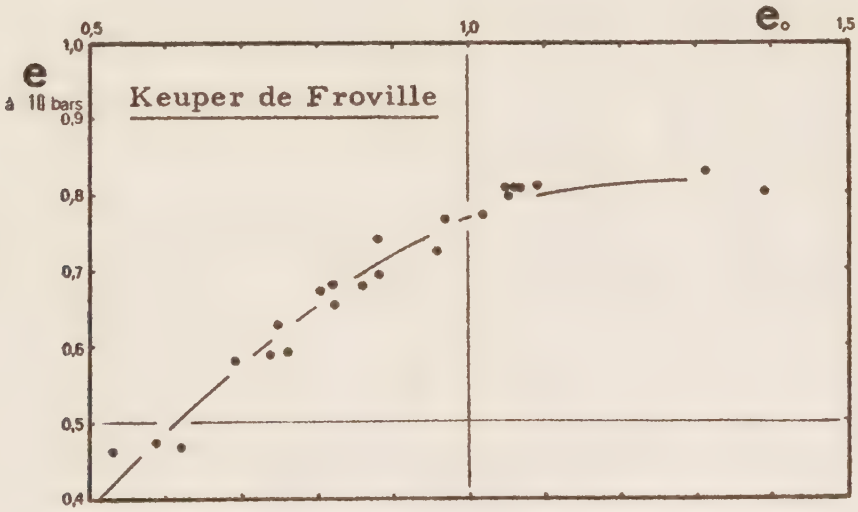
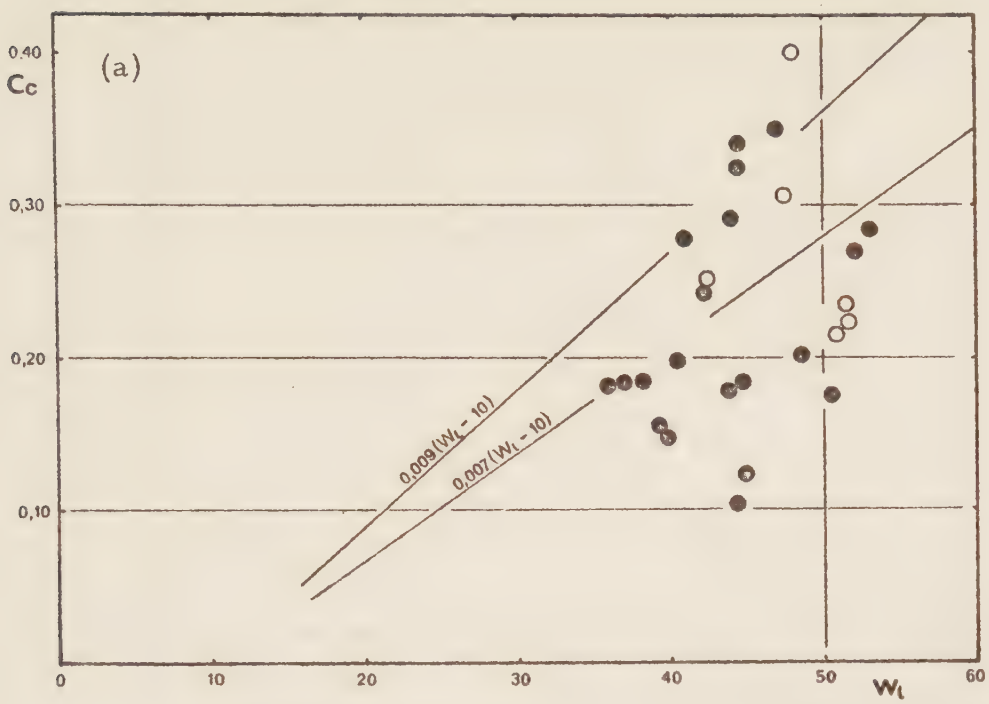


Figure 6.25 : - Corrélation entre la valeur initiale e_o de l'indice des vides, et la valeur atteinte sous une pression verticale de 10 bars.

Figure 6.26 : - a) Indice de compression et

- b) valeur du rapport $\frac{\text{indice de décompression } Cd}{\text{indice de compression } Cc} = \frac{R}{A}$

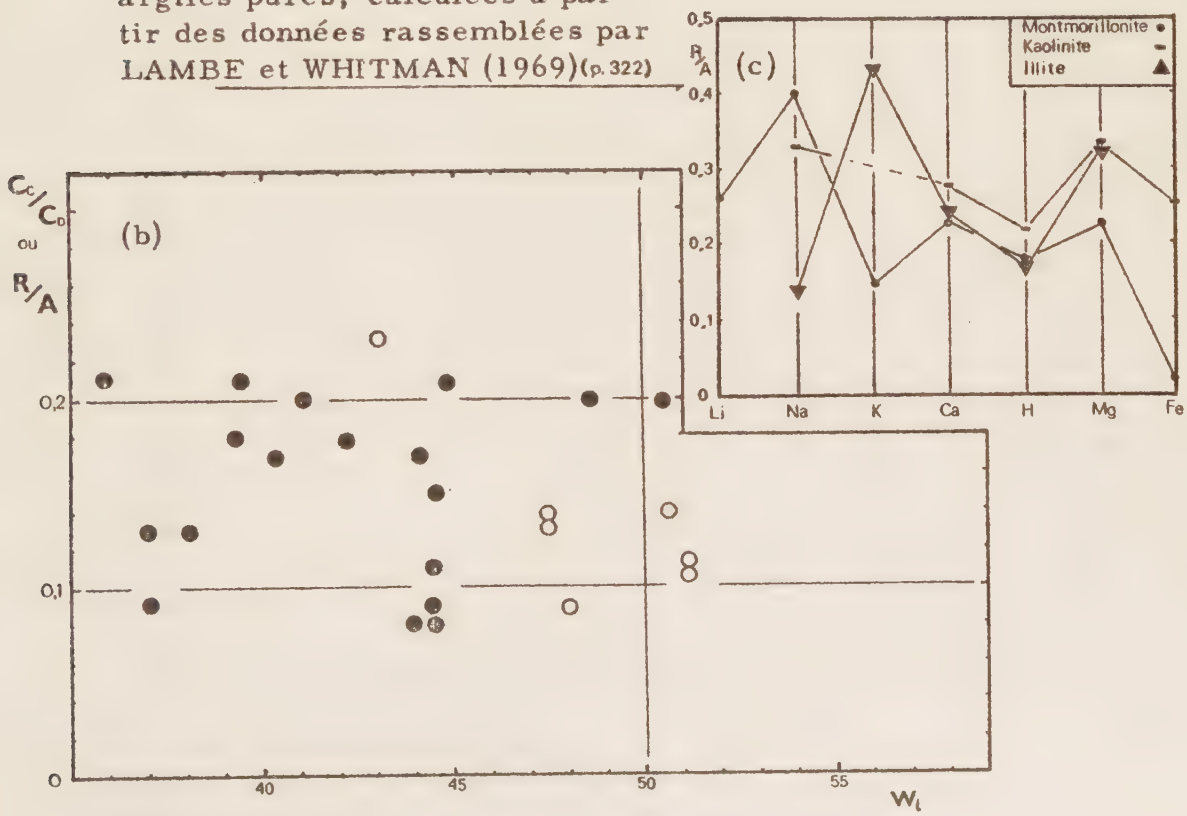
par rapport à la limite de liquidité.



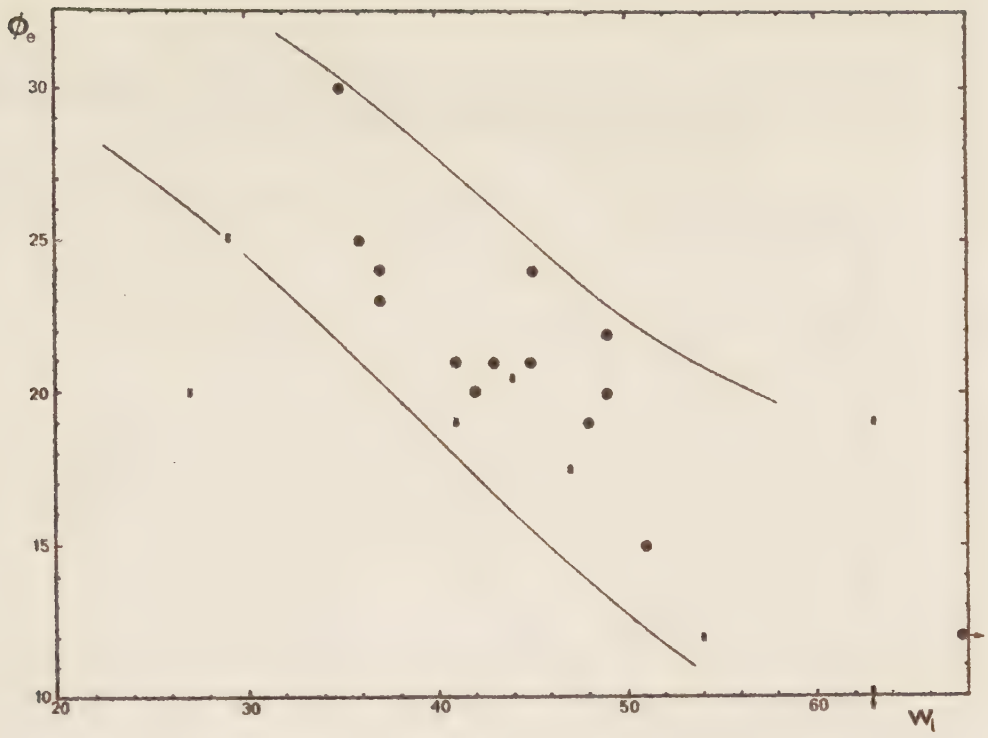
● - éch. intacts

○ - éch. remaniés

- c) Valeurs de R/A pour des argiles pures, calculées à partir des données rassemblées par LAMBE et WHITMAN (1969)(p. 322)



(a)



Valeurs obtenues sur le • - Keuper lorrain,
Valeurs rassemblées par • - GIBSON (1953),
, - BJERRUM (1951).

(b)

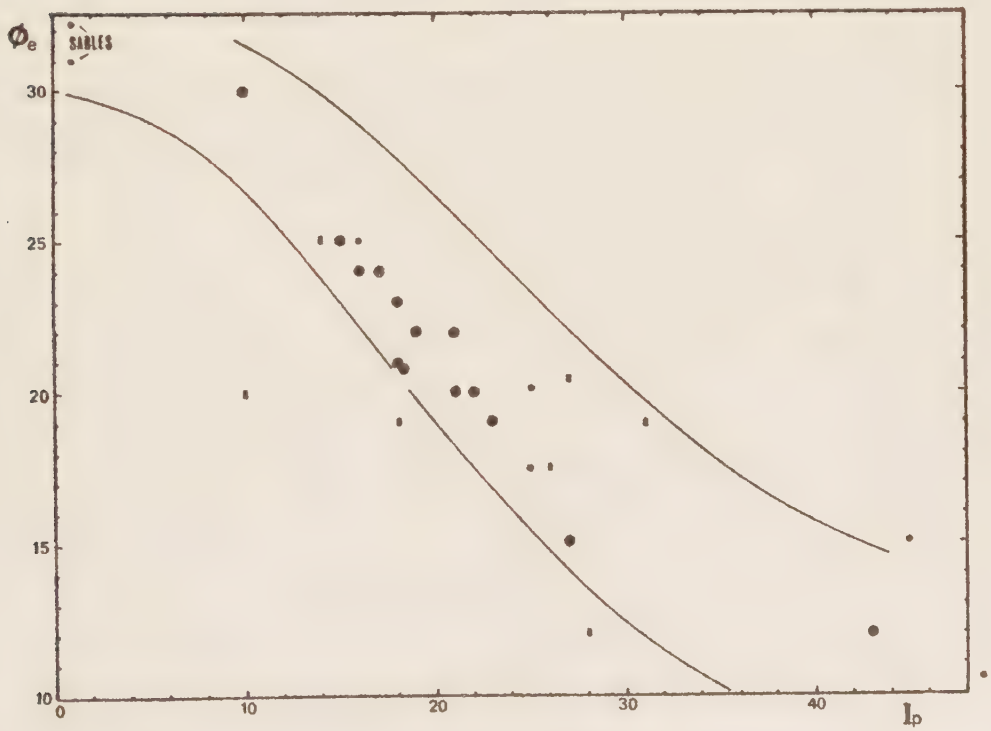
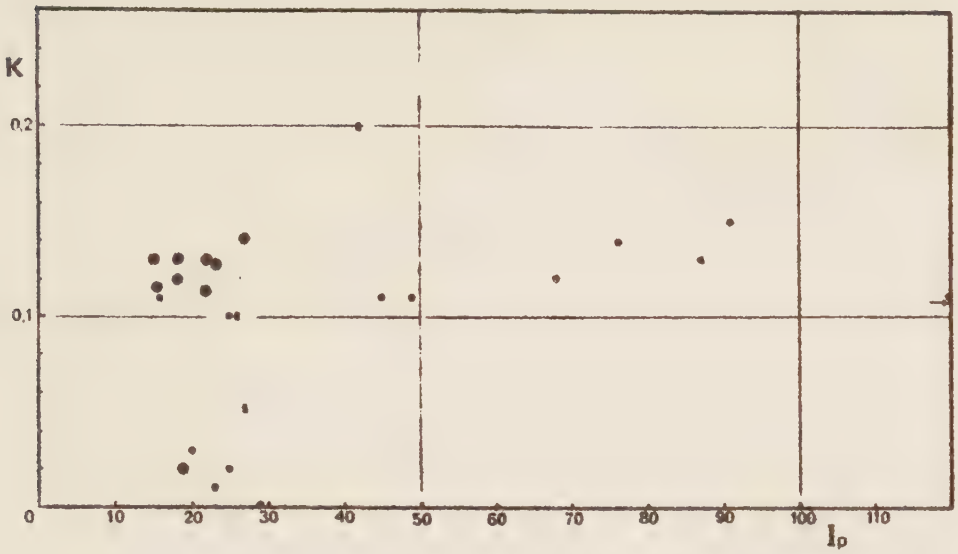
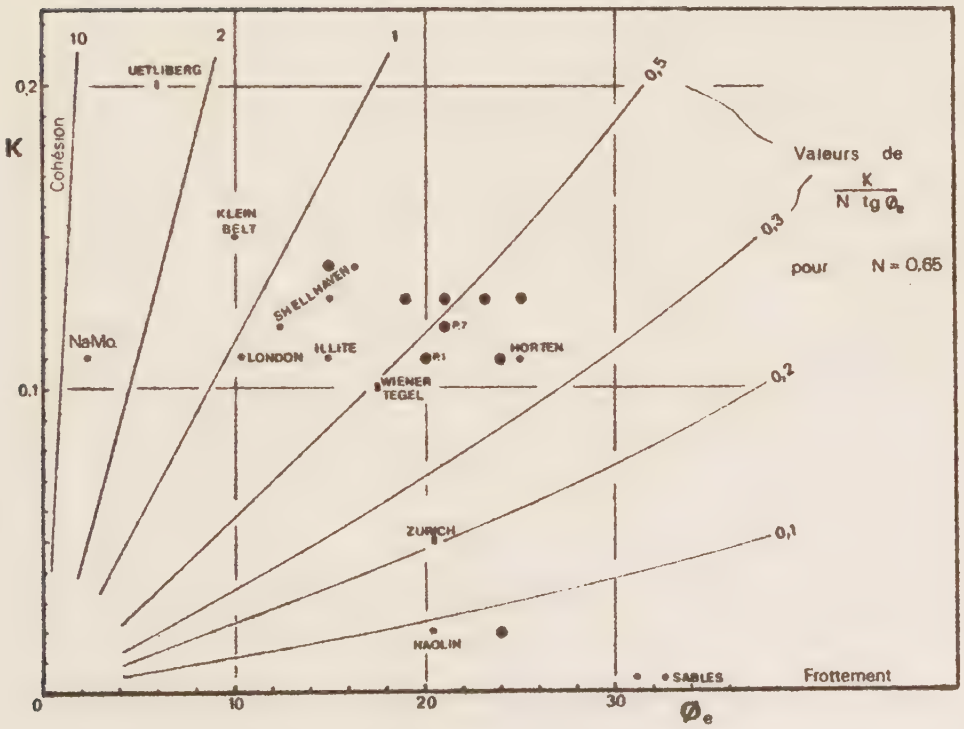


Figure 6.27 : - Valeurs de l'angle de frottement ϕ_e.
a) comparées aux limites de liquidité,
b) " aux indices de plasticité.

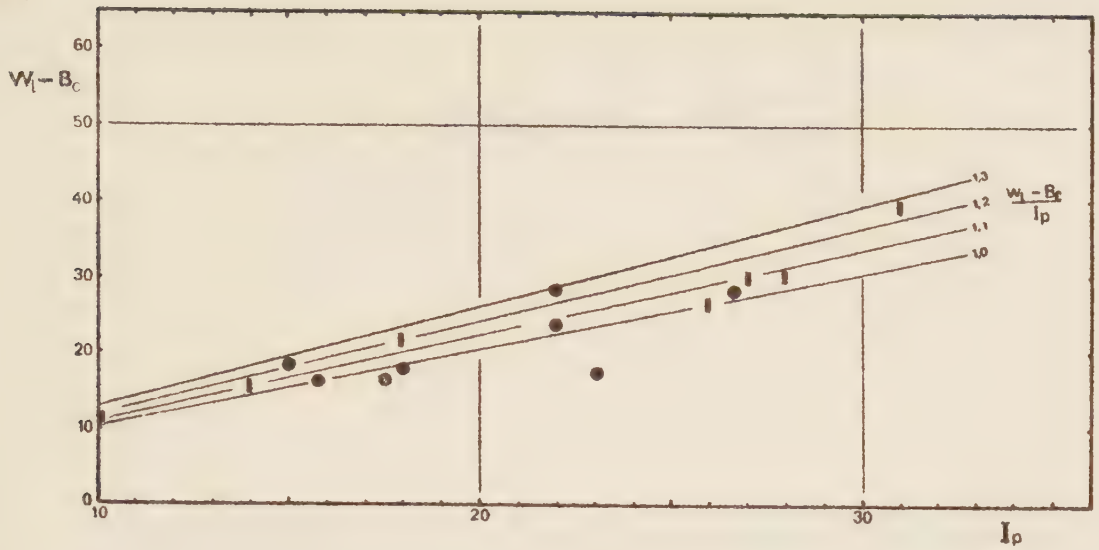
Figure 6.28 : - a) Paramètre K en fonction de la plasticité.
- b) Diagramme cohésion-frottement.



Valeurs obtenues sur le • - Keuper lorrain,
Valeurs rassemblées par • - GIBSON (1953),
et par • - BJERRUM (1951).



(a)



Valeurs obtenues sur le ● - Keuper lorrain,
Valeurs rassemblées par ▮ - BJERRUM (1951).

(b)

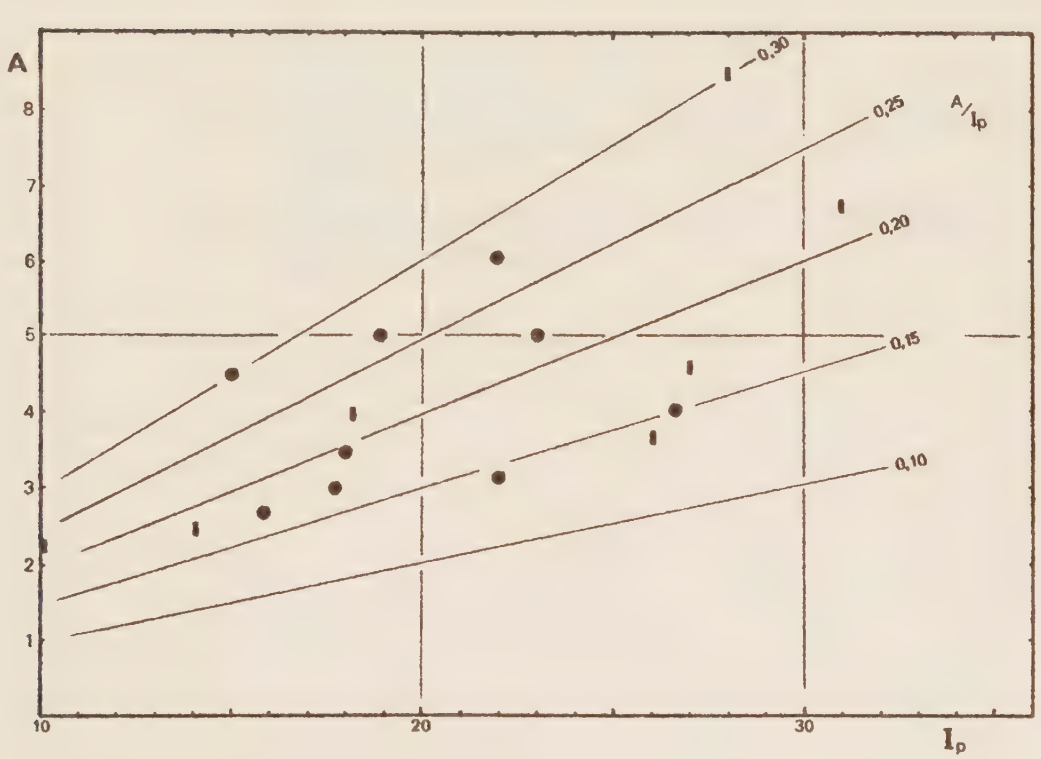


Figure 6.29 : - a) Valeurs de l'indice de consistance pour la teneur en eau de saturation où c_e = 1 kg/cm² (B_c).
- b) Paramètre de consolidation A comparé à I_p.

Chapitre VII

Page

- ETUDE MECANIQUE IN SITU PAR LE PENETROMETRE STATIQUE -

7.1 - Description de l'essai 162

7.2 - Généralités sur l'interprétation 163

7.2a) Milieux pulvérulents 164

7.2b) Milieux cohérents 165

7.2c) Milieux à $\varphi \neq 0$, $c \neq 0$ 166

7.3 - Résultats obtenus sur le Keuper 167

7.4 - Etude sur modèle réduit 169

7.5 - Interprétation par les équations de compressibilité 171

7.6 - Conclusion sur l'utilisation du pénétromètre dans le Keuper 174

FIGURES . . . . . 176 à 181

Chapitre VII - ETUDE MECANIQUE *IN SITU* PAR LE PENETROMETRE STATIQUE

La mesure des propriétés mécaniques en laboratoire ne représente qu'un pis-aller nécessaire et soumis aux aléas de l'échantillonnage et des multiples manutentions.

Nous avons donc cherché à voir quelle confiance pourrait être accordée à la mesure en place d'une propriété mécanique, en l'occurrence la résistance de pointe à l'enfoncement statique, dans le cas précis de la tranche d'altération du Keuper.

7.1 - DESCRIPTION DE L'ESSAI

La plupart des remarques qui suivent s'appliquent avant tout au pénétromètre hollandais de 2,5 t (pénétromètre léger Goudsche Machinefabriek).

Le poinçonnement continu du sol s'effectue au moyen d'une pointe conique en acier, enfoncée dans le sol à vitesse lente (1 mm/s environ). Le cône a un angle au sommet de 60° et une section de 10 cm^2 (diamètre = 3,52 cm). La résistance de pointe R_p, lue directement en kg/cm^2 sur le manomètre, est transmise au moyen de tiges d'une longueur de 1 m. Le poids des tiges s'ajoute à la pression du piston ; cette correction (0,15 kg/cm^2 par mètre) est négligeable au-dessus de dix mètres de profondeur, car elle est inférieure à la précision de l'appareil.

Le cône à manchon permet de mesurer le frottement latéral F_1 sur un cylindre d'environ 150 cm^2 de surface S_1, entraîné par les tiges, après que la pointe se soit avancée de 4 cm (fig. 7.1) ; après encore 4 cm d'enfoncement, c'est tout le train de tubes extérieurs que la pointe et les tiges entraînent. Le manomètre enregistre successivement trois pressions : la première P_1 est la résistance de pointe R_p moins le poids des tiges (correction le plus souvent négligeable) ; la seconde P_2 donne la résistance de pointe plus le frottement sur le manchon cylindrique ; enfin la troisième P_3 représente la résistance à l'avancement que le sol exerce sur tout l'ensemble, pointe, manchon et train de tubes. Le frottement des parties coulissantes de la pointe et des tiges sur les tubes est en tout temps négligeable pourvu que le système soit en bon état ;

cette erreur systématique tend de plus à s'opposer à la précédente (poids des tiges).

Nous devons ajouter deux remarques d'intérêt pratique pour l'utilisation de cet essai dans le Keuper.

1° - La forme de la pointe à manchon du pénétromètre hollandais est telle que les mesures de R_p et de F_1 ne se situent pas exactement à la même profondeur (fig. 7.1), mais se trouvent décalées de près de 20 cm. Les mesures de R_p et de F_1 attribuées à la profondeur h ne peuvent donc pas être corrélées entre elles si les caractéristiques du terrain varient entre ces deux profondeurs, ce qui est fréquent dans le Keuper.

2° - De plus la valeur de F_1 n'est pas mesurée directement mais s'obtient par la différence $(P_2 - P_1)/S_1$. La véritable valeur du frottement latéral est en fait $(P_2 - P'_1)/S_1$, comme on peut le voir sur la figure 7.1. L'effort de pointe P'_1 est mesuré 4 cm plus bas environ que l'effort P_1 lu précédemment sur le manomètre. L'appareil hollandais ne permet pas la mesure indépendante de la résistance de pointe et du frottement latéral ; on se voit obligé de supposer que $P'_1 = P_1$. La valeur calculée du frottement latéral ne sera exacte que si la résistance de pointe reste constante entre les lectures de P_1 et P_2. Comme conséquence pratique de cette remarque, nous recommandons de prendre pour lecture de P_1 la valeur indiquée par le manomètre juste avant qu'elle passe à P_2, et de lire la valeur P_2 dès qu'elle semble se stabiliser. En rapprochant ainsi les deux lectures, nous croyons pouvoir minimiser les risques qu'elles soient faites pour des résistances de pointes différentes. Cette possibilité subsiste néanmoins et sera d'autant plus réelle que la résistance de pointe variera beaucoup de point en point avec la profondeur sur le diagramme de pénétration. Si la résistance de pointe R_p varie de plus de 10 bars d'une mesure à la suivante, 20 ou 25 cm plus bas, la valeur calculée du frottement latéral F_1 est douteuse. L'interprétation du diagramme F_1 / profondeur devra se faire en ne retenant en premier que les valeurs fiables.

7.2 - GENERALITES SUR L'INTERPRETATION

Nous résumons brièvement les théories classiques, toutes rattachées de façon plus ou moins directe au calcul de l'équilibre limite des fondations profondes proposé par G.C. MEYERHOF (1951).

Partant de l'équation de TERZAGHI (ou celle de CAQUOT équivalente)

$$R_p = 0,3\ \gamma\ B\ N\gamma + \gamma h\ N_q + 1,3\ c\ N_c \qquad (7.1)$$

où

$N\gamma$, N_q N_c sont les coefficients de capacité portante,
γ le poids spécifique du sol,

et

B le diamètre de la fondation circulaire.

On peut tout de suite négliger la valeur du premier terme, étant donné la très faible valeur relative de la largeur B dans le cas des pieux ou pénétromètres.

La comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées par cette relation montre que le terme de profondeur classique N_q est trop faible dans le cas d'un pieu. On peut supposer (fig. 7.2) que les lignes de glissement continuent à se relever selon une spirale logarithmique et se retournent contre le fût. On ne peut donc assimiler l'effet d'une épaisseur h de sol à une simple surcharge γh. Selon qu'ils supposent un refoulement pur par rupture plastique, ou qu'ils fassent intervenir en plus la compression du sol autour de la pointe, les différents auteurs arrivent à des coefficients inégaux. Un exposé détaillé de chaque théorie sort du cadre de ce texte. G. SANGLERAT dans son ouvrage "Le pénétromètre et la reconnaissance des sols" (1965) en reprend quelques-unes de façon simplifiée.

7.2a) Pour les milieux pulvérulents, l'équation (7.1) devient

$$R_p = N_q\ \gamma h. \qquad (7.1a)$$

Connaissant R_p mesurée à la profondeur h d'un sable de densité γ, il serait théoriquement possible de déduire facilement la valeur de l'angle de frottement interne ϕ par la relation $N_q = R_p/\gamma h$. L'angle ainsi trouvé est beaucoup trop grand et nous avons vu pourquoi. De façon purement empirique, TERZAGHI propose d'en tirer l'angle ϕ vrai par le coefficient réducteur 2/3 appliqué à la valeur tg ϕ. L'HERMINIER (1967) de même calcule la résistance de pointe ainsi que le frottement latéral en raisonnant sur un milieu fictif de frottement interne ϕ_s. L'angle ϕ_s est lié à ϕ par la relation

$$\text{tg}\ \phi_s = 2/3\ \text{tg}\ \phi.$$

De nouvelles tables, reliant ϕ à la valeur du rapport R_p/p_o ou $R_p/\gamma h$ et qui tiennent compte en plus de la rugosité de la pointe ét de l'obliquité des contraintes sur fût, ont donc été calculées.

KERISEL, TCHENG et L'HERMINIER (1965) ont effectué des essais sur un sable artificiellement mis en place à différentes densités. La résistance de pointe, contrairement à la théorie, cessait de croître à partir d'une certaine profondeur. A. DESSAINT (1966) a obtenu des résultats un peu différents ; au-delà d'une contrainte p_o de quelques bars, la valeur de R_p cesse de croître linéairement avec la profondeur comme la loi théorique ; la courbe de pénétration prend plutôt une forme parabolique. Cet effet est d'autant plus marqué que la densité relative du sable est faible. Il y a au moins trois causes à cela. Premièrement, DESSAINT (1966) a observé parallèlement aux essais pénétrométriques, sur des essais de cisaillement à la boîte, que l'angle ϕ diminuait pour des contraintes normales croissantes. C'est ce qui se produit dans le sol à mesure que croît la profondeur. Deuxièmement, lorsque la valeur de R_p atteint et dépasse 100 bars, l'attrition des particules sous la pointe est susceptible d'apparaître. Enfin, KERISEL, TCHENG et L'HERMINIER (1965) font remarquer l'importance du rapport des modules élastiques horizontal et vertical ; pour un rapport E_h/E_v faible, la valeur limite de R_p sera faible, étant donné que la surface de glissement ne peut se développer complètement, puisque le sol cède dans le sens horizontal. C'est le cas des sables mis en place artificiellement dans le champ de la pesanteur ; en aucun cas, ces sables ne forment un dépôt isotrope. Pour les sols où le rapport E_h/E_v est supérieur à l'unité (cas rencontré dans les argiles surconsolidées), les auteurs font remarquer que la valeur limite de R_p est beaucoup plus grande, donc que les lois théoriques s'appliquent jusqu'à une plus grande profondeur, ce qui est particulièrement intéressant pour les mesures dans le Keuper.

Le frottement latéral F_l unitaire sur le fût cylindrique du pieu ou du pénétromètre se calcule selon L'HERMINIER par la relation

$$F_l = p_o\ b \sin \phi_s = \gamma h\ b \sin \phi_s \qquad (7.2)$$

où b est le coefficient de butée du milieu ϕ_s.

7.2b) Pour les milieux purement cohérents ($\phi = 0$, $N_q = 1$), la relation (7.1) devient

$$R_p = \gamma h + 1{,}3c\ N_c.$$

Pour les fondations superficielles, Nc vaut 5,14 pour $\phi = 0$. Pour les fondations profondes, le cercle de rupture se poursuit aussi au-dessus du plan horizontal x - x' (fig. 7.2) et cette partie de la surface de rupture contribue à la résistance de pointe. La valeur de N_c est donc 2 x 5,14. On obtient finalement :

$$R_p = \gamma h + 13{,}4\ c. \qquad (7.3)$$

D'une mesure de R_p, l'équation (7.3) permet de calculer une valeur minimale de la cohésion c ; d'autres auteurs trouvent

$$c = (R_p - \gamma h)/9.$$

En ce qui concerne le frottement latéral dans les milieux purement cohérents, on admet en général qu'il est sensiblement égal à la valeur de la cohésion, pour les argiles molles, ou à une fraction de la cohésion si le flambage des tubes crée un vide autour du manchon. Pour les argiles dures, une fraction seulement de la cohésion totale est mobilisée contre le fût. De plus, le passage de la pointe qui le précède, remanie le sol en contact avec le manchon ; le frottement latéral ne mesure qu'une cohésion résiduelle.

7.2c) Pour les milieux à $\phi \neq 0$ et $c \neq 0$, peu d'auteurs ont traité le cas mixte de façon satisfaisante ; la grande difficulté est qu'aucune équation ne représente rigoureusement les conditions tridimensionnelles des efforts et déformations sous la pointe. Les théories actuelles extrapolent le cas d'une semelle infinie au cas d'une semelle circulaire à l'aide d'un coefficient de forme obtenu de façon empirique. Nous retiendrons la théorie de L'HERMINIER (1967) qui suppose un milieu fictif ϕ_s et c_s subissant parfaitement un refoulement plastique sous la pointe ; il est relié au milieu réel, qui lui est en plus compressible, par les relations

$$1{,}5\ \mathrm{tg}\ \phi_s = \mathrm{tg}\ \phi \qquad \text{et} \qquad c_s = 0{,}7\ c.$$

L'HERMINIER arrive alors aux relations suivantes :

$$R_p = \gamma h\ U - \gamma\ B\ V + F_1\ W\ , \qquad (7.4)$$

$$F_1 = \gamma h\ (b \sin \phi_s) + s\ c_s, \qquad (7.5)$$

- U, V, W, b et s sont des fonctions de ϕ_s et prennent une valeur constante à ϕ_s donné ;

- B est le diamètre du pénétromètre.

En récrivant la relation (7.4), on obtient

$$R_p = \gamma h \, (U + W \, b \sin \phi_s) - \gamma \, B \, V + s \, c_s \, W. \qquad (7.6)$$

Connaissant R_p et F_1 il est théoriquement possible de résoudre le système d'équations 7.5 et 7.6 où les seules inconnues sont ϕ_s et c_s. Nous verrons en 7.3 qu'elles ne sont pas directement utilisables pour le type de résultats que nous obtenons dans le Keuper.

Ces équations ne s'appliquent qu'à partir d'une profondeur suffisante pour que la surface de glissement puisse se retourner contre le fût. La profondeur critique, désignée par h_c , dépend de l'angle ϕ ; elle vaut 3 à 15 fois le rayon du pénétromètre selon L'HERMINIER (fig. 7.2), pour des angles ϕ_s de 10° à 29°. Pour une pointe de 36 mm, h_c varie donc de 6 à 25 cm. Les mesures de R_p affectent une épaisseur variable selon l'angle ϕ. Si dans le volume en rupture plastique existent des hétérogénéités, la valeur mesurée sera une moyenne des caractéristiques mécaniques de tout ce volume. Comme conséquence pratique de ceci, la reconnaissance pénétrométrique d'une succession de couches minces, de résistance très variable, atténuera les valeurs extrêmes. Passant d'un horizon de faible résistance à une couche plus résistante, la pointe rencontre une résistance qui croît lentement de la valeur faible à la valeur forte. Il ne suffit pas que la pointe ait atteint le sommet de la couche pour que la valeur de la résistance de pointe soit mesurée exactement, il faut que toute la surface de rupture soit contenue dans la couche. *A priori* on ne pourra pas savoir si cette condition est réalisée en mesurant R_p arbitrairement tous les 25 cm ; seul un enregistrement continu nous permettrait de distinguer les valeurs de transition des valeurs stabilisées. Pour des couches plus épaisses, de l'ordre du mètre, le pénétromètre donnera alors deux ou trois lectures constantes pour une couche, ce qui rend possible le calcul de c et ϕ.

7.3 - RESULTATS OBTENUS DANS LE KEUPER

Tout en conservant présentes à notre esprit les limitations des mesures au pénétromètre, nous avons interprété les diagrammes de pénétration de façon rapide et avec une précision raisonnable, par l'emploi d'abaques. Pour un poids spécifique et un angle de frottement interne donnés, les valeurs R_p et F_1 des équations de L'HERMINIER (éq. 7.5 et 7.6) se ramènent à la somme de deux fonctions

linéaires avec la profondeur et la valeur de la cohésion. A l'aide des coefficients donnés par L'HERMINIER pour chaque valeur de ϕ ou ϕ_s , et pour les poids spécifiques humides et déjaugés applicables aux marnes du Keuper, nous avons tracé des abaques dont un exemple est donné en annexe (p. 217). Par simple superposition d'un calque du diagramme de pénétration tracé à la même échelle que l'abaque, il est possible de lire directement la valeur de l'angle ϕ sur la feuille de droite de l'abaque. Pour ce faire, on amène en coïncidence la portion considérée du diagramme de pénétration, avec une des droites de l'abaque, en ayant soin de bien choisir la densité correspondant aux conditions du terrain. La position de la nappe phréatique a donc une grande importance et doit être relevée, ou à défaut estimée le plus exactement possible. Dans le cas d'une épaisseur H de terrain de densité γ_1 suivie en profondeur de couches de densité γ_2, le calque devra être décalé verticalement pour l'interprétation des couches profondes, d'une quantité $(\gamma_1 - \gamma_2)H$. L'intersection de l'ordonnée du calque avec la droite correspondant à ϕ, sur la feuille gauche de l'abaque, donne la valeur de la cohésion. Les abaques permettent de trouver rapidement les valeurs de c et ϕ pour les valeurs mesurées de R_p et F_1.

Connaissant approximativement la valeur de l'angle ϕ, il est possible de donner, par le diagramme de pénétration, une valeur de la cohésion c à chaque profondeur (ou inversement, connaissant c), et d'en observer les variations. La figure 7.3 est un exemple d'interprétation par abaque. L'hétérogénéité du terrain ne permet l'interprétation que par la forme générale des diagrammes. On peut également chiffrer les caractéristiques minimales, mais avec moins de confiance, car les pics ne représentent la plupart du temps qu'une seule lecture. L'interprétation donne malgré tout des paramètres c et ϕ qui se comparent assez bien à l'enveloppe de Mohr en contraintes totales obtenue pour deux échantillons prélevés par le sondage n° 15 voisin (plan de situation, p. 49).

L'interprétation des 27 sondages de pénétration exécutés à Froville nous a permis de constater que pour les couches sous la nappe phréatique, les paramètres obtenus par les abaques se rapprochent des enveloppes de rupture en contraintes totales. On serait tenté de rapprocher les mesures au-dessus de la nappe aux enveloppes en contraintes effectives ; il nous a semblé hasardeux de le faire car la compressibilité instantanée du sol non saturé n'a rien à voir avec la compressibilité du même sol saturé.

7.4 - ETUDE SUR MODELE REDUIT

Afin de pouvoir étudier plus en détail le mécanisme de la pénétration lente dans le Keuper, nous avons monté un dispositif permettant l'enfoncement à vitesse constante (5 mm/mn) d'une pointe conique de 1 cm^2 de section (fig. 7.4a). La préparation préalable des échantillons de sol consiste à les tailler à un diamètre inférieur de 2 mm au diamètre du moule rigide, à les paraffiner et à les forcer ensuite dans le moule légèrement chauffé et huilé. Aucun vide ne doit exister entre le moule et le sol. La paraffine et le lubrifiant maintiennent le coefficient de frottement du sol sur le moule à une valeur minimale. Le moule est ensuite fixé sur une base de perméamètre et fermé par la plaque supérieure.

L'échantillon subit alors une saturation par contre-pression ; le système de saturation comporte un manomètre donnant la pression à chaque extrémité. En appliquant progressivement 4 kg/cm^2 de pression à la base et 3 au sommet, on laisse filtrer au moins deux litres d'eau désaérée, pendant une durée minimale (plusieurs jours dans le cas du Keuper), afin qu'après avoir redescendu la pression à zéro, les bulles d'air dissoutes par la contre-pression ne puissent se reformer. Après démontage du perméamètre, le cylindre de sol est mis à consolider sous une pression p_o (fig. 7.4a) appliquée par une plaque circulaire et un système de poids et de bras de levier. Des pressions verticales de 0 à 4 kg/cm^2 nous ont permis de créer fictivement le poids γh des terres sur-incombantes rencontré dans la réalité. Etant donné la hauteur de l'éprouvette d'essai, le temps de consolidation est très long. Deux comparateurs solidaires de la plaque de chargement permettent de suivre le tassement.

Nous avons réalisé deux séries de trois enfoncements, la première sur une argile sableuse prélevée intacte à Fraimbois et la seconde sur du matériau remanié et compacté. La figure 7.4b compare un exemple de chaque série. L'enfoncement A (fig. 7.4b) illustre deux points :

1°) le rapport de la hauteur critique sur le diamètre de la pointe vaut 1,5 à 2, ce qui laisse déjà supposer un angle de frottement entre 15° et 20°;

2°) la résistance de pointe chute de 10 % lorsque la vitesse d'enfoncement est multipliée par 4.

Les deux autres éprouvettes du même matériau ont donné 43 et 65 kg/cm^2 pour des pressions de 2 et 4 kg/cm^2 respectivement. Par les abaques, ou par

l'équation 7.6, on trouve :

$$c = 1,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \phi = 15°.$$

Cette enveloppe se situe entre celle donnée par les contraintes effectives et celle donnée par les contraintes totales d'essais triaxiaux CU.

Les éprouvettes de la série B ont été saturées sans contre-pression. Elles ont offert une résistance bien plus faible à l'enfoncement de la pointe. On a taillé directement dans le moule des éprouvettes pour les soumettre aux essais de cisaillement non drainés dans l'appareil triaxial ; l'enveloppe des contraintes totales (0,5 bar et 8°) se compare encore une fois assez bien avec le calcul par la théorie de refoulement. L'augmentation de résistance en cours d'enfoncement ne résulte pas du frottement latéral mais du mode de préparation de ce cylindre de sol par compactage.

La hauteur critique dans cette deuxième série vaut aussi deux fois le diamètre de la pointe. La forme du bulbe des lignes de glissement dépend en fait de l'angle de frottement vrai et non pas de l'angle de l'enveloppe de rupture, qui peut être très faible dans le cas des contraintes totales.

Pour chaque essai, les mesures de teneur en eau ont indiqué des densités plus fortes dans la zone remaniée par le passage de la pointe. De plus, la plaque de chargement n'enregistre pas de soulèvement important au cours de l'enfoncement de la pointe, jamais plus de 5 % de l'augmentation de volume qui résulterait théoriquement d'un refoulement pur.

Ces constatations en laboratoire font apparaître le caractère complexe de la pénétration statique dans les matériaux surconsolidés du Keuper. Les deux dernières indiquent qu'il y a une consolidation quasi-instantanée et importante. La diminution de résistance R_p avec l'augmentation de vitesse d'enfoncement v montre que la rupture se produit dans des conditions de drainage qui se situent entre le cas non drainé et le cas drainé. La valeur du rapport $v\ B^2/k$ (k : coefficient de perméabilité et B = diamètre de la pointe) fixe en fait les conditions de rupture. Pour les essais sur modèle réduit et dans le cas du matériau intact de Fraimbois, ce rapport est de l'ordre de 10^5 cm^2 .

Avec le pénétromètre de 10 cm^2 de section, sur le terrain on se trouve donc de façon certaine dans des conditions de rupture non drainée pour les vitesses d'enfoncement utilisées.

L'interprétation des diagrammes d'enfoncement par les abaques donnera de façon satisfaisante les paramètres de résistance en contraintes totales. Mais pour les premiers mètres de terrain au-dessus de la nappe, l'interprétation se ferait plus justement par un calcul de compressibilité.

7.5 - INTERPRETATION PAR LES EQUATIONS DE COMPRESSIBILITE

Lorsque le matériau n'est pas saturé, ou lorsque le rapport vB^2/k est faible, l'effet de la compressibilité l'emporte sur celui de la résistance mécanique. SANGLERAT (1965) résume les diverses relations empiriques qui relient les valeurs de R_p et de l'indice de compression ; elles ne peuvent être valables que pour les sols normalement consolidés.

LADANYI (1966) donne la solution de la pression ultime créée dans une zone broyée sphérique par la pénétration statique. Il étudie comment l'expansion de cette zone provoque la rupture générale d'un matériau non pesant, sous contrainte p_o. Son texte donne le développement mathématique pour un matériau rocheux qui obéit au critère de rupture de FAIRHURST, de forme parabolique.

Un développement similaire pour le critère de rupture de Mohr-Coulomb permet le calcul de la pression ultime qui donne un déplacement radial u_e à la limite de la zone sphérique en rupture.

Assimilons le sol surconsolidé et non saturé à un milieu élastique de compressibilité linéaire dans le domaine des contraintes du problème. Supposons de plus que l'enfoncement d'une pointe crée une rupture plastique générale à l'intérieur d'une sphère de rayon r_e et qu'au-delà de cette limite, le comportement demeure élastique et linéaire. Soit p_o la valeur de la contrainte isotrope avant l'enfoncement. Le problème de la détermination des contraintes et de la valeur du rayon r_e du volume en rupture plastique se résout par les équations de Lamé.

L'équation différentielle de l'équilibre pour un problème sphérique, où on néglige le poids propre du matériau, se réduit à

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\,\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \,. \qquad (7.7)$$

Le déplacement radial u_e à la limite de la zone élastique sera donné par la relation

$$\frac{u_e}{r_e} = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{re} - p_o), \qquad (7.8)$$

où ν et E sont les constantes élastiques du matériau intact.

Le critère de Mohr-Coulomb peut s'écrire en fonction de ϕ et H

$$\frac{\sigma_r + H}{\sigma_\theta + H} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = f \qquad (7.9)$$

où $H = c \cot \phi$.

LADANYI (1966) définit le paramètre A_s qui décrit la diminution du volume par le déplacement radial à la limite élastique (voir l'éq. 7.11), et e_{av} le foisonnement. Le rapport du volume interne après expansion Vi sur ce même volume avant expansion Vi_o s'écrit :

$$\frac{Vi}{Vi_o} = \frac{1 - e_{av}}{1 - A_s} = \left(1 + \frac{u_i}{r_{i_o}}\right)^3. \qquad (7.10)$$

Pour l'exemple du pénétromètre, posons la condition limite $A_s = 1$; lorsque la pression interne pi atteint une valeur limite p_{ult}, la cavité sphérique s'agrandit de sorte que le rapport $Vi/Vi_o \to \infty$. On aura :

$$A_s = 1 = \left(\frac{r_e}{r_i}\right)^3 \left(3 \frac{u_e}{r_e} + e_{av}\right). \qquad (7.11)$$

En combinant 7.9 et 7.7 et en intégrant, on obtient, avec la condition $\sigma_r = p_i$, à $r = r_i$,

$$\sigma_r + H = (p_i + H) \left(\frac{r_i}{r}\right)^{2(1 - 1/f)} ; \qquad (7.12)$$

à $r = r_e$, on aura

$$\left(\frac{\sigma_{re} + H}{p_i + H}\right)^{\frac{f}{2-2f}} = \frac{r_e}{r_i}. \qquad (7.13)$$

En reportant les équations 7.13 et 7.8 dans l'équation 7.11, on obtient finalement une relation pour la pression ultime

$$p_{ult} + H = (\sigma_{re} + H)\left(\frac{3}{2} \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{re} - p_o) + e_{av}\right)^{\frac{2}{3} \frac{1-f}{f}}$$

(7.14)

La valeur de σ_{re} s'obtient facilement en posant l'égalité des contraintes à la limite des zones élastiques et plastiques :

$$\sigma_{re} = \sigma_r = 3\,p_o - 2\sigma_\theta \text{ (équation de Lamé pour le cas sphérique)} \qquad (7.15)$$

et le critère de Mohr-Coulomb

$$\sigma_r = \sigma_\theta\, f + 2\,c\, f^{1/2} \qquad (7.16)$$

ce qui donne

$$\sigma_{re} = \frac{3\,p_o + 4\,c\,f^{-1/2}}{1 + 2\,f^{-1}} \qquad (7.17)$$

ou $\sigma_{re} = A_\phi p_o + B_\phi\, c$,

avec $A_\phi = 3 / (1 + 2\,f^{-1})$,

$B_\phi = 4\,f^{-1/2} / (1 + 2\,f^{-1})$, constantes dépendant uniquement de ϕ.

La valeur de la pression ultime dans une zone sphérique sous la pointe se relie à la résistance de pointe

$$R_p = (p_{ult} + H)\,(1 + tg\,\phi \cot \alpha) - H . \qquad (7.18)$$

Nous avons remplacé $\frac{1+\nu}{2E}$ dans l'équation 7.14 par $m_v \frac{(1-\nu)}{2(1-2\nu)}$ plus facile à appliquer à nos essais. L'équation de R_p s'écrit finalement :

$$R_p = \frac{\left[A_\phi p_o + B_\phi c + H\right](1 + tg\,\phi \cot \alpha)}{\left[m_v\, M\right]^{a\phi} \left[(A_\phi - 1)p_o + B_\phi c + \varepsilon_{av}\right]^{a\phi}} - H \qquad (7.19)$$

où

$$M = 3/4\,\frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)} ,$$

$$a\phi = 2/3\,\left(\frac{f-1}{f}\right) .$$

Les valeurs calculées des fonctions A_ϕ B_ϕ a_ϕ ainsi que la valeur de M en fonction de ν sont données sur l'abaque 7.5. On constate que pour des paramètres c et ϕ constants, la résistance de pointe R_p n'est plus une fonction linéaire de p_o comme dans les équations pour le refoulement plastique.

L'équation 7.19 ne convient guère à l'interprétation des diagrammes de pénétration sur le terrain car elle est assez difficile à manier et dépend de six facteurs : c , ϕ , m_v , ν , e_{av} et p_o. Nous l'avons utilisée uniquement pour les essais sur le modèle réduit ; malgré tout, le calcul se heurte à la difficulté d'estimer correctement les paramètres d'élasticité m_v et M. La figure 7.6 compare les valeurs calculées en posant $e_{av} = 0$ et $M = 1$, avec les valeurs mesurées de R_p.

Le calcul théorique de R_p à partir des résultats des essais non drainés sur le même matériau montre que la valeur ϕ qui donne les meilleurs résultats correspond à $\phi \approx \phi_e$. L'utilisation des paramètres c' et ϕ' en contraintes effectives nous oblige à choisir des compressibilités élevées (fig. 7.6b). Les cercles des contraintes totales, utilisés en posant $\phi \approx \phi_e$ et en trouvant la valeur de la cohésion c rattachée à chaque cisaillement, donnent des résistances R_p calculées qui correspondent de plus près aux valeurs mesurées, et pour des compressibilités que l'on mesure sur le matériau.

7.6 - CONCLUSION SUR LE PENETROMETRE

Dans un domaine de variation du rapport $v\ B^2/k$, deux facteurs agissent en sens inverse sur la résistance offerte à l'enfoncement de la pointe dans un sol saturé. Une augmentation de vitesse d'enfoncement tend à réduire les possibilités de drainage dans le volume de sol en rupture et amène sa résistance à la valeur non drainée.

A l'opposé une grande diminution de vitesse permet le drainage ; la résistance augmente mais la compressibilité aussi. Toute augmentation de compressibilité réduit la résistance à la pointe. Les deux effets se compensent plus ou moins, c'est-à-dire que l'effet net sur R_p est peu marqué, sauf pour le cas limite du sol très perméable, ou encore, non saturé.

En pratique, on rencontre les deux cas successivement sur le terrain. Au-dessus de la nappe, il sera difficile d'interpréter correctement faute de pouvoir évaluer les six paramètres de l'équation 7.19. Dans les horizons saturés, les équations de L'HERMINIER, avec les facteurs de réduction empiriques, s'appliquent assez bien et fournissent les paramètres c et ϕ comparables à ceux obtenus par des essais triaxiaux non drainés.

L'équation 7.19 donne des valeurs similaires de R_p , en utilisant c , ϕ et la compressibilité réelle.

La bonne concordance des mesures et des calculs pour le Keuper nous semble provenir de trois facteurs :

- L'historique du dépôt ; sa surconsolidation puis relaxation ont amené les paramètres élastiques horizontaux à des valeurs semblables aux paramètres verticaux, ce qui facilite le développement du bulbe de refoulement.

- L'angle ϕ de l'enveloppe en contraintes totales se situe toujours dans des valeurs comprises entre 15° et 25°, du même ordre de grandeur que le frottement vrai. La géométrie de la surface de glissement utilisée dans le calcul de L'HERMINIER n'est donc pas faussée par une valeur de ϕ trop faible (comme c'est le cas pour des matériaux normalement consolidés).

- La faible perméabilité sur le terrain assure, avec des vitesses d'enfoncement de l'ordre de 1 mm/s, des conditions semblables à un essai non drainé ; elle permet une bonne comparaison avec les essais de laboratoire. La rupture se fait par refoulement et non pas uniquement par compression.

Malgré tout, la plus grande prudence est recommandée pour l'interprétation des enfoncements statiques dans le Keuper ; trop de facteurs agissent, et l'essai ne permet pas de les contrôler. Les paramètres de résistance obtenus ne peuvent que servir à compléter des données obtenues de façon plus rigoureuse en laboratoire.

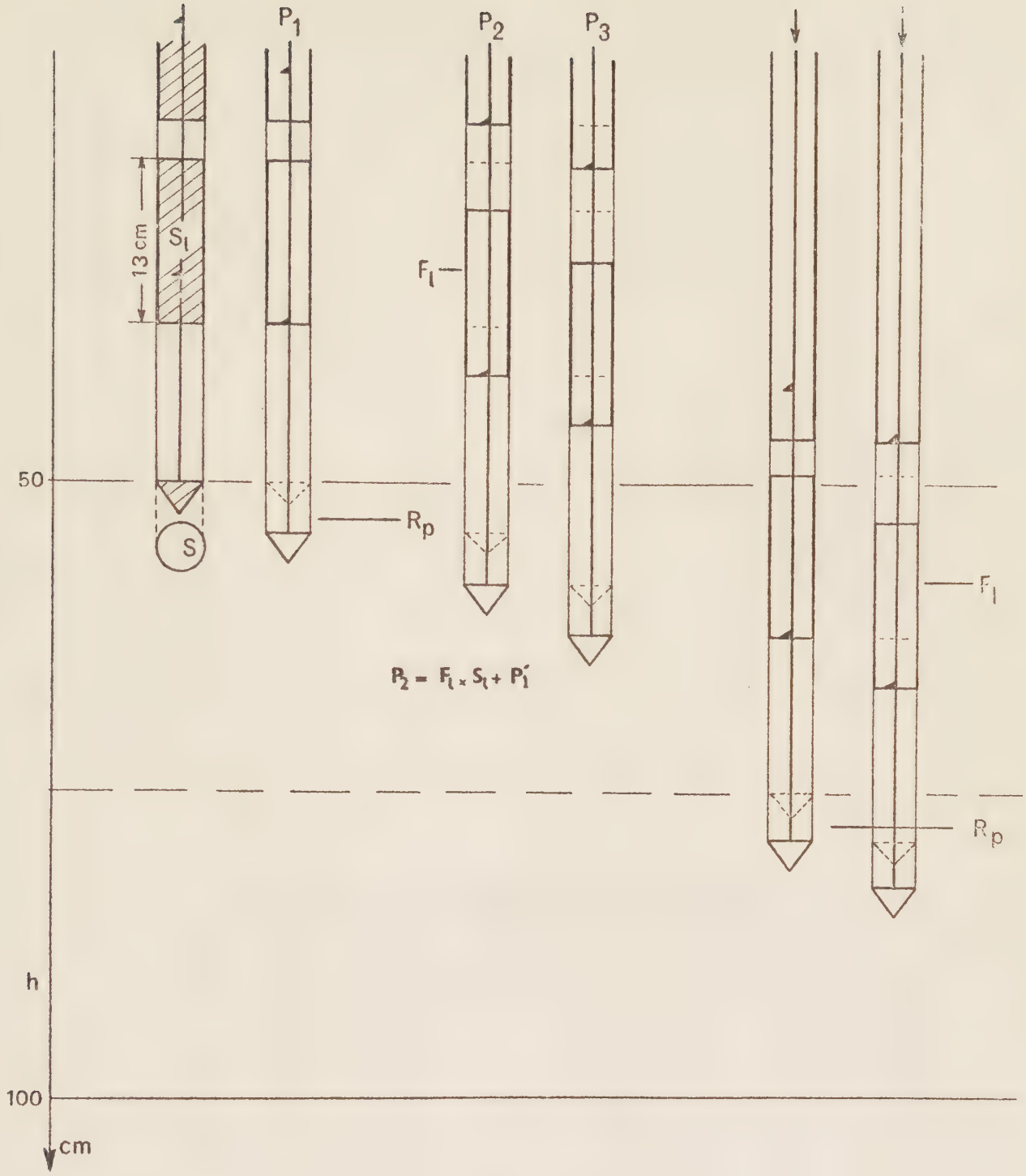
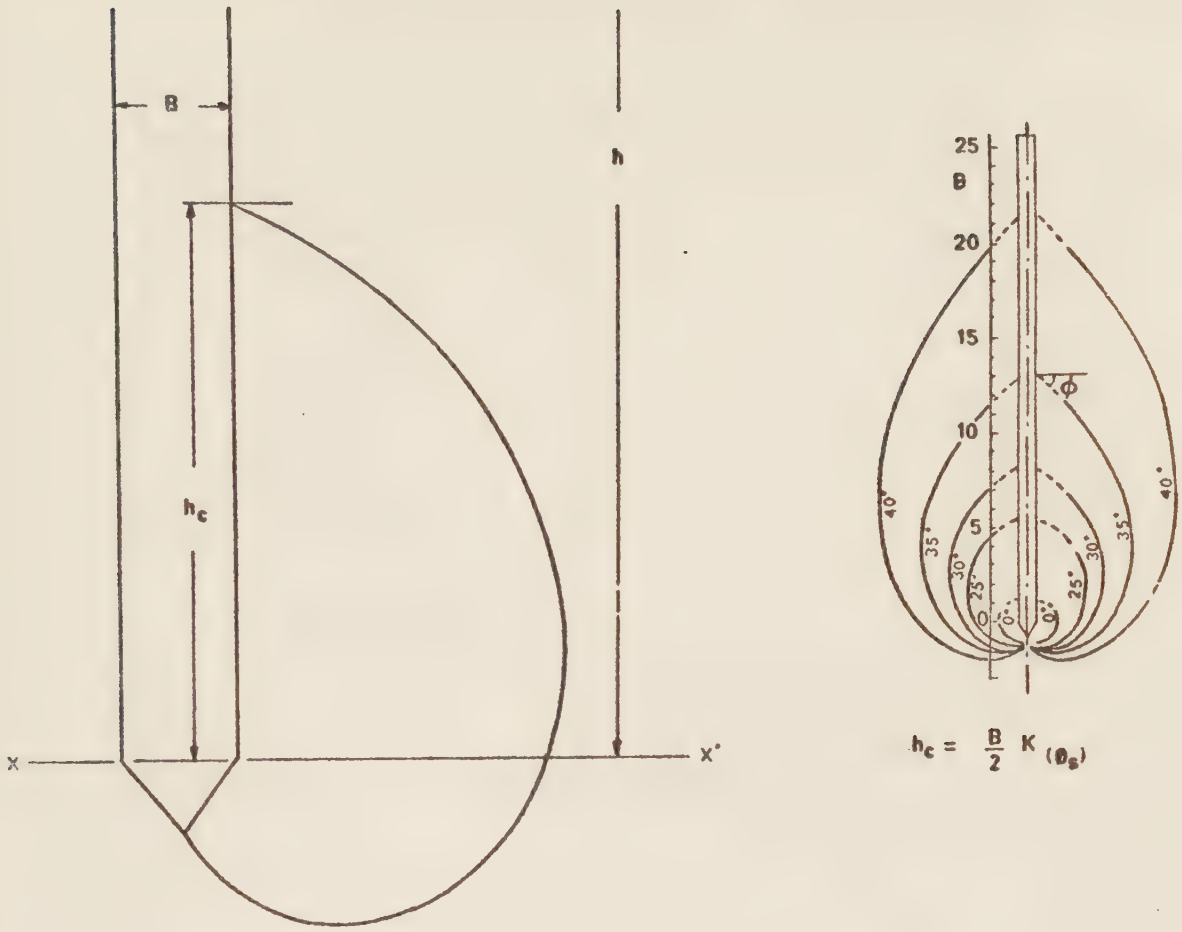


Figure 7.1 : - Positions relatives où sont effectuées les mesures avec le pénétromètre hollandais de 2,5 t.



VALEURS DES FONCTIONS DE L'ANGLE "ϕ_s"

ϕ_s	ϕ	K_ϕ	U	V	W	b	s
10°	15°	3,1	1,01	4	23	1,65	1,60
12°	18°	3,6		7	28	1,84	1,76
14°	20,5°	4,2		13	33	2,06	1,95
16°	23°	4,9		25	41	2,33	2,16
18°	26°	5,8		48	51	2,64	2,41
20°	28,5°	6,8	1,05	95	63	3,01	2,70
22°	31°	8,1		180	80	3,45	3,02
24°	34°	9,6		360	103	3,98	3,41
26°	36°	11,5		715	135	4,63	3,85

Figure 7.2 : - Profondeur critique et valeurs des paramètres de l'équation 7.6 en fonction de l'angle ϕ_s du milieu fictif à refoulement pur (d'après SANGLERAT, 1965, p. 80).

Figure 7.3 : - Diagrammes d'enfoncement dans les premiers mètres du Keuper inférieur sur le site de Froville. (Rp : résistance de pointe , Fl : frottement latéral).

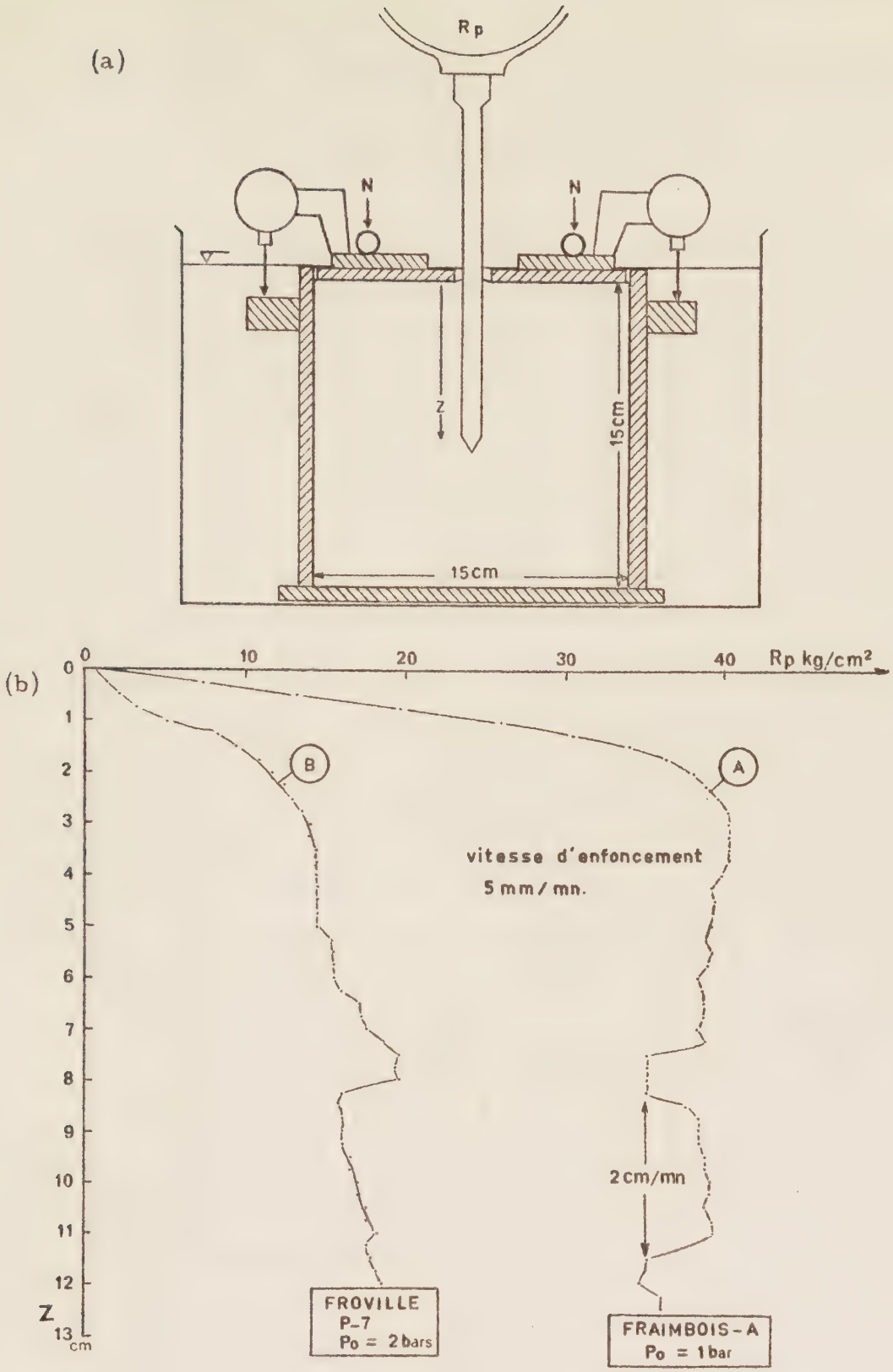


Figure 7.4 : - a) Dispositif de pénétration statique dans un cylindre de sol soumis à une charge P_o.
- b) Résistance obtenue pour un échantillon intact et pour un échantillon compacté.

Figure 7.5 : - Abaque donnant les coefficients de l'équation

$$R_p = \frac{(A_\phi P_o + B_\phi c + H)\ (1 + tg\ \phi\ \cot\alpha)}{(m_v M)^{a_\phi}\ \left((A_\phi - 1) P_o + B_\phi c + e_{av}\right)^{a_\phi}} - H \quad (\text{éq. } 7.19)$$

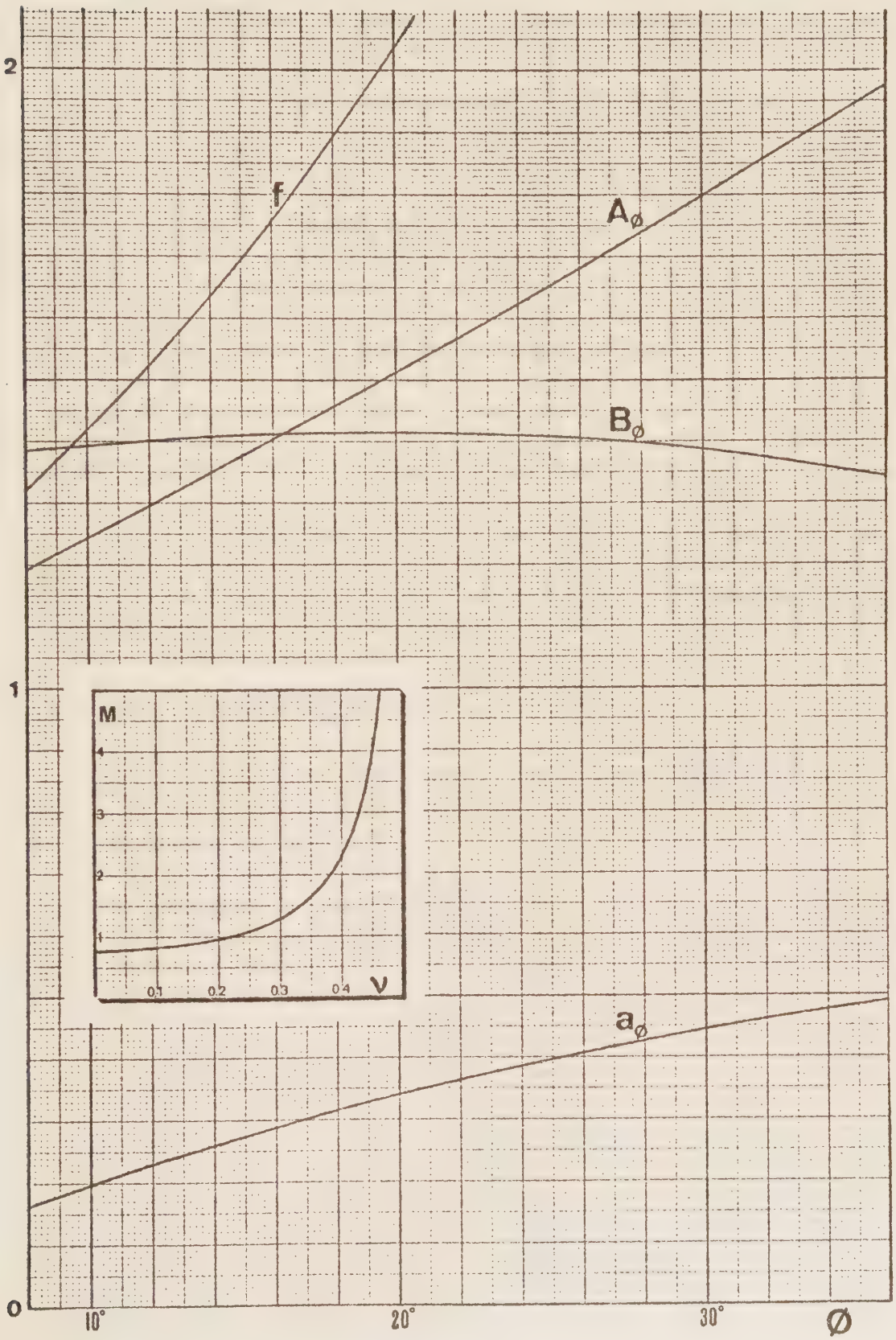
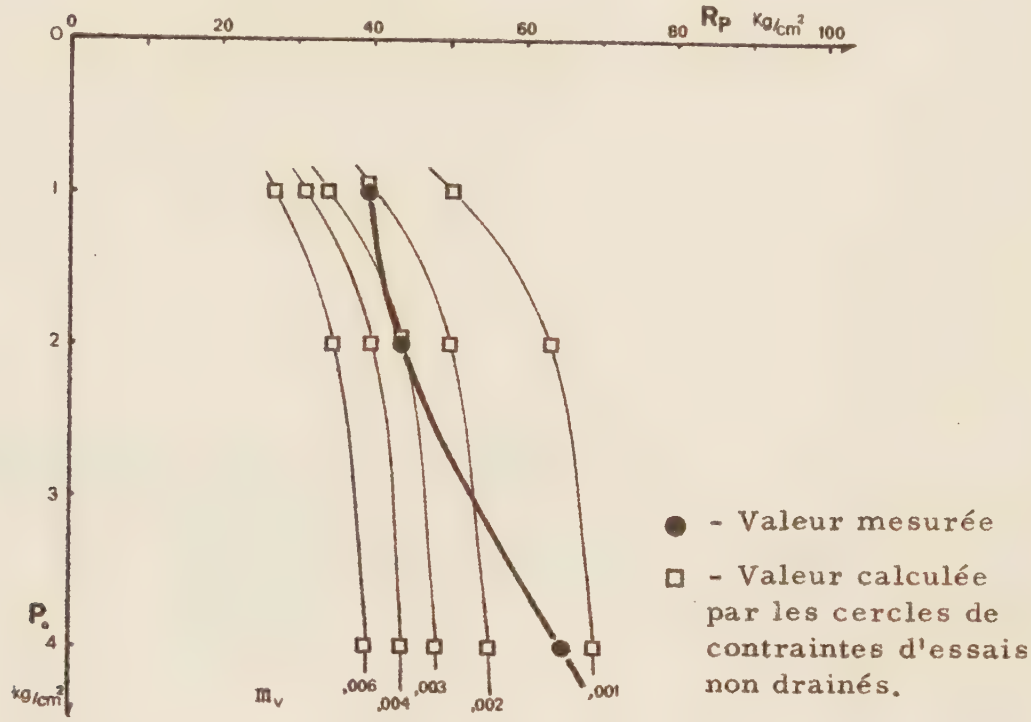
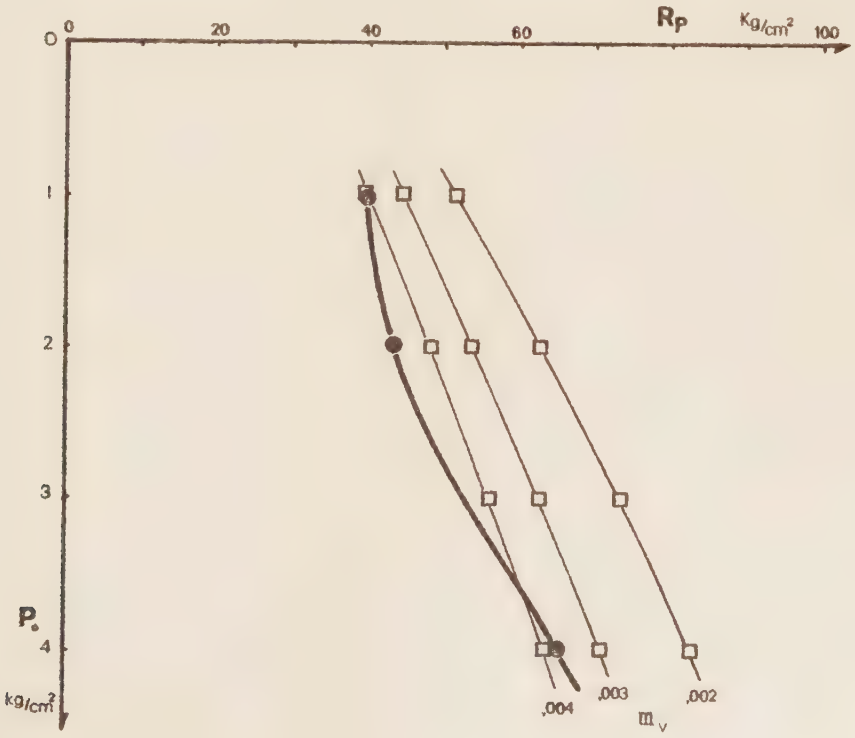


Figure 7.6 : - Fraimbois - A - Comparaison entre les valeurs mesurées de R_p , et les valeurs calculées (pour divers m_v) avec les paramètres de résistance.

(a) Contraintes totales c = 0,3 0,85 0,7 pour ϕ = 19°



(b) Contraintes effectives c = 0,75 ϕ = 23°



Chapitre VIII

Page

- ETUDE REGIONALE DES PENTES NATURELLES →

8.1 - Généralités. 183

8.2 - Valeurs des pentes naturelles sur le Keuper en Lorraine. 184

8.3 - Discussion 185

FIGURES . . . . . 187 à 190

Chapitre VIII - ETUDE REGIONALE DES PENTES NATURELLES

8.1 - GENERALITES

Les processus d'érosion agissent de façon sélective sur les divers étages géologiques, à cause des diversités de résistance mécanique que possède ou conserve chaque étage. Dans les conditions climatiques et géomorphologiques de la Lorraine, les formations d'argiles et de marnes du Trias subissent une altération sur une épaisseur de 10 à 20 mètres. Les caractéristiques mécaniques du matériau altéré fixent la résistance à l'érosion lorsque les processus de glyptogenèse agissent de façon suffisamment lente pour permettre la formation d'une tranche altérée. Le facteur de stabilité F donnant le rapport de la résistance sur la sollicitation statique est illustré à la figure 8.1, pour un talus suffisamment haut par rapport à l'épaisseur d'altération.

Les études de glissement dans les argiles surconsolidées (SKEMPTON, 1964 - BJERRUM, 1967 - CHANDLER, 1970 - SKEMPTON, 1970 - WILSON, 1970) ont montré que la stabilité à long terme dépend avant tout des caractéristiques mécaniques résiduelles. Les fissures et les ramollissements localisés produisent une rupture lente qui s'amorce en pied de talus. Le matériau cède localement, là où les contraintes se trouvent concentrées, et glisse suffisamment pour amener la résistance à sa valeur résiduelle.

Dans l'argile de Londres, SKEMPTON et DE LORY (1957) ont observé que tous les talus naturels de pente β inférieure à 10 degrés sont stables, ceux où $10° < \beta < 12°$ subissent un fluage lent, et qu'aucune pente $> 12°$ n'est stable à très long terme. Les talus artificiels très hauts et taillés dans l'argile non altérée entrent en état d'instabilité dès que l'épaisseur altérée se reforme. B.C. YEN (1969) considère que le mouvement débute à une vitesse fixée par la viscosité du sol, dès que la sollicitation dépasse la résistance résiduelle dans une argile fissurée. Cette vision nous apparaît trop pessimiste pour le Keuper, étant donné les très faibles valeurs que peut prendre l'angle de frottement résiduel. Il nous apparaît plutôt que la résistance avant glissement d'un talus naturel doit être rapprochée de la résistance du matériau à l'état critique, sous une contrainte normale égale au poids du recouvrement altéré. C'est ce que

A.W. SKEMPTON (1970) désigne par le terme "fully softened" et qui correspond bien à ce que l'on observe sur le terrain. La solifluxion lente qui se produit sur une certaine épaisseur de matériau altéré, crée une altération mécanique qui entraine avant tout une diminution de compacité, donc une perte de cohésion. Les déformations de solifluxion, qui agissent dans un volume important sans créer de plan de rupture net, ne suffisent pas à causer une réorientation de structure comme celle qui existe dans les conditions résiduelles. L'altération et le mouvement lent ne semblent pas faire diminuer la valeur des paramètres mécaniques bien en dessous de leur valeur à l'état critique (défini au chapitre VI, par la droite D d'angle ϕ'_N).

8.2 - VALEURS DES PENTES NATURELLES SUR LE KEUPER EN LORRAINE

Nous avons mesuré la pente de 440 talus naturels sur toute l'étendue d'affleurement du Keuper lorrain. Les données ont été obtenues à l'aide des cartes topographiques (1/20 000e et 1/25 000e) et des cartes géologiques. Les coordonnées X , Y , Z du quadrillage kilométrique, la position stratigraphique, l'orientation, ainsi que la hauteur du talus, notées pour chaque valeur de pente β, nous ont permis de trouver quelques relations intéressantes à l'échelle régionale.

Les mesures de pente ont été faites pour des dénivellations de 15 à 60 m, en moyenne de 30 m. Sur chaque feuille topographique (environ 10 km x 13 km), nous avons relevé les points sur les versants de vallées, où les pentes naturelles avaient la valeur la plus grande, pour l'étage géologique considéré. Les moyennes de ces valeurs, données sous forme d'histogramme sur la figure 8.2, permettent de visualiser les variations régionales.

Le Keuper moyen donne presque toujours les parties les plus inclinées des versants à cause de la présence des deux formations Grès à Roseaux et Dolomie de Beaumont ; les valeurs de β sont en fait très dispersées et peuvent localement atteindre des valeurs élevées pour de faibles dénivellations, là où les formations conservent une bonne cohésion. L'étude des pentes dans cet étage nécessite plus de prudence dans l'interprétation. Là où les argiles intercalaires existent sur une épaisseur de plusieurs mètres dans la région Nord-Est, la pente maximale donnée par l'ensemble de l'étage ne dépasse pas 15°. L'altération agit de façon identique sur le Grès à Roseaux qui, par endroits,contient beaucoup d'argile.

Le Keuper supérieur donne, pour l'ensemble de l'étendue considérée, des valeurs de pente plus élevées que l'étage inférieur. Mais il y a des variations

du Nord au Sud et à l'intérieur d'un étage ; la figure 8.3 situe dans un diagramme YZ', déjà présenté au chapitre III (p. 45), les courbes d'égale valeur de pente β.

Nous pouvons simplifier l'équation de la figure 8.1 en supposant que dans le passé géologique récent, la condition défavorable m = 1 a pu se réaliser au moins une fois à la suite d'une période très pluvieuse. En acceptant de plus les conclusions de SKEMPTON (1970), on peut poser c = 0. L'angle maximal de pente pouvant exister dans la condition défavorable sera donné par l'équation de la figure 8.1, lorsque F = 1 :

$$\beta = \text{artg}\ (\gamma'/\gamma\ \text{tg}\ \phi)$$

où γ' est le poids spécifique du sol déjaugé

et γ le poids spécifique du sol.

Le rapport des densités vaut approximativement 0,5, donc :

$$2\ \text{tg}\ \beta \simeq \text{tg}\ \phi.$$

Les valeurs maximales des talus naturels qui subsistent dans une région donnent une valeur moyenne d'un paramètre mécanique, en l'occurrence l'angle de résistance du matériau altéré, remanié mécaniquement par solifluxion lente et ramollie jusqu'à l'état critique ($\tau/\sigma' = \text{tg}\ \phi'_N$ défini page 104). Pour le Keuper inférieur, β varie en moyenne de 11 à 13°, ce qui donne des valeurs d'angle ϕ de 21 à 25°. Les pentes plus élevées du Keuper supérieur devraient, par la même hypothèse, résulter d'angles ϕ de 25 à 30°. Ces valeurs se situent beaucoup plus près de ϕ'_N que de ϕ'_r, mesurés en laboratoire.

Cette déduction d'un angle de résistance mécanique par une donnée topographique n'est possible que parce que les paramètres mécaniques en question ϕ'_r et ϕ'_N ne sont affectés ni par l'effet d'échelle, ni par l'effet de temps. Il n'en est pas ainsi de tous les paramètres mécaniques. C'est pourquoi, on ne peut pas étendre l'interprétation des valeurs de pentes aux fortes valeurs du Keuper moyen qui résultent de la bonne cohésion conservée dans certains sites par cet étage.

8.3 - DISCUSSION

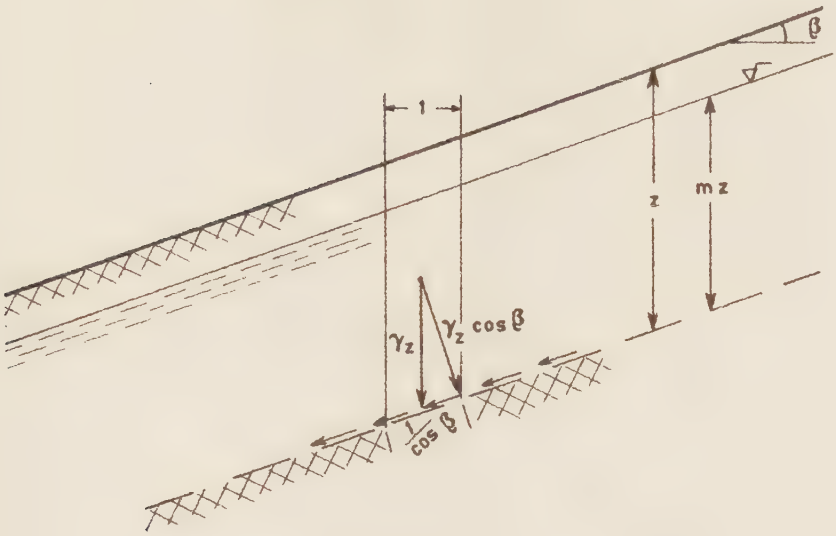
Chaque valeur de pente à l'équilibre limite sous les conditions critiques se rattache à la résistance mécanique d'un volume important de sol. Sur un site particulier, les conditions locales peuvent s'écarter des hypothèses simplificatrices que nous avons faites. L'orientation du talus nous avait semblé importante ;

en fait, en calculant les valeurs pour chaque orientation majeure (NE, SE, SW et NW), on ne trouve que des écarts négligeables entre les moyennes sur chaque feuille.

Les variations avec la position stratigraphique et géographique témoignent par contre des variations de faciès et de type de sédiment. Les faibles valeurs de pentes entre les coordonnées Y = 100 et Y = 160 (fig. 8.3) correspondent sans doute à la partie du bassin où se déposaient les sédiments les plus fins et les argiles les plus transformées.

Malgré le fait que nous possédions moins de mesures dans le Keuper supérieur, la tendance générale des variations des limites d'Atterberg avec la position stratigraphique (fig. 8.4) se compare assez bien avec le diagramme 8.3. Les valeurs d'indice de plasticité plus faibles dans le Keuper supérieur correspondent à des angles de résistance, et des angles de pente β plus élevés.

Figure 8.1 : - Equilibre statique d'une épaisseur verticale (z) altérée, sur un talus de pente β , avec un réseau d'écoulement parallèle au terrain.



SOLLICITATION $\tau = \gamma z \sin\beta \cos\beta$

$\sigma' = (\gamma - m\gamma_w)\, z \cos^2\beta$

RESISTANCE $= \sigma' \operatorname{tg} \phi'_r + c'_r$

$$F = \frac{(\gamma - m\gamma_w)\, z \cos^2\beta \operatorname{tg} \phi'_r + c'_r}{\gamma z \sin\beta \cos\beta}$$

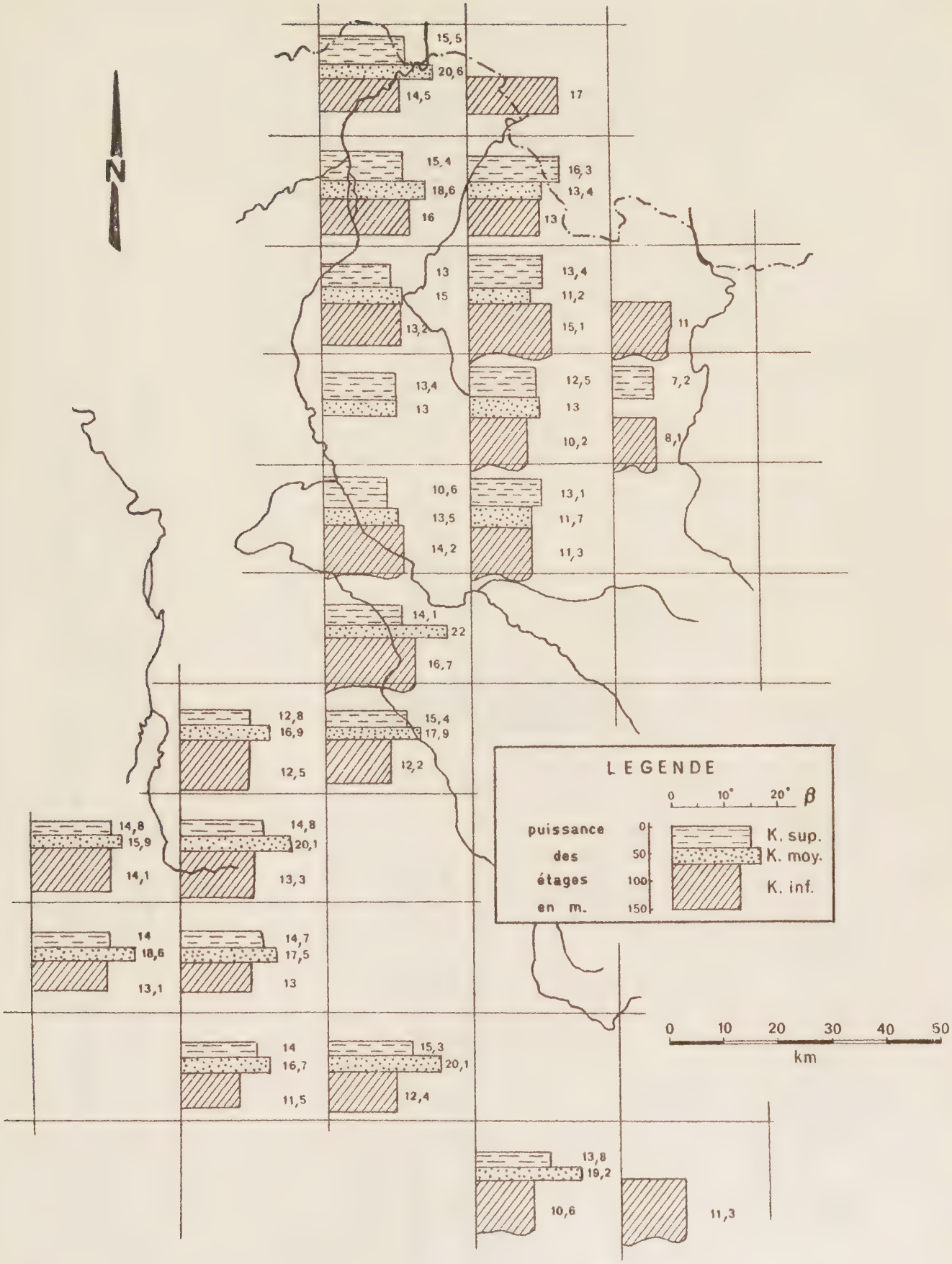


Figure 8.2 : - Moyennes des valeurs de pente pour chaque étage et pour chaque carte topographique.

Figure 8.3 : - VALEURS MOYENNES PONDEREES DES PENTES par rapport à la position stratigraphique Z' et à la coordonnée Y du quadrillage Lambert.

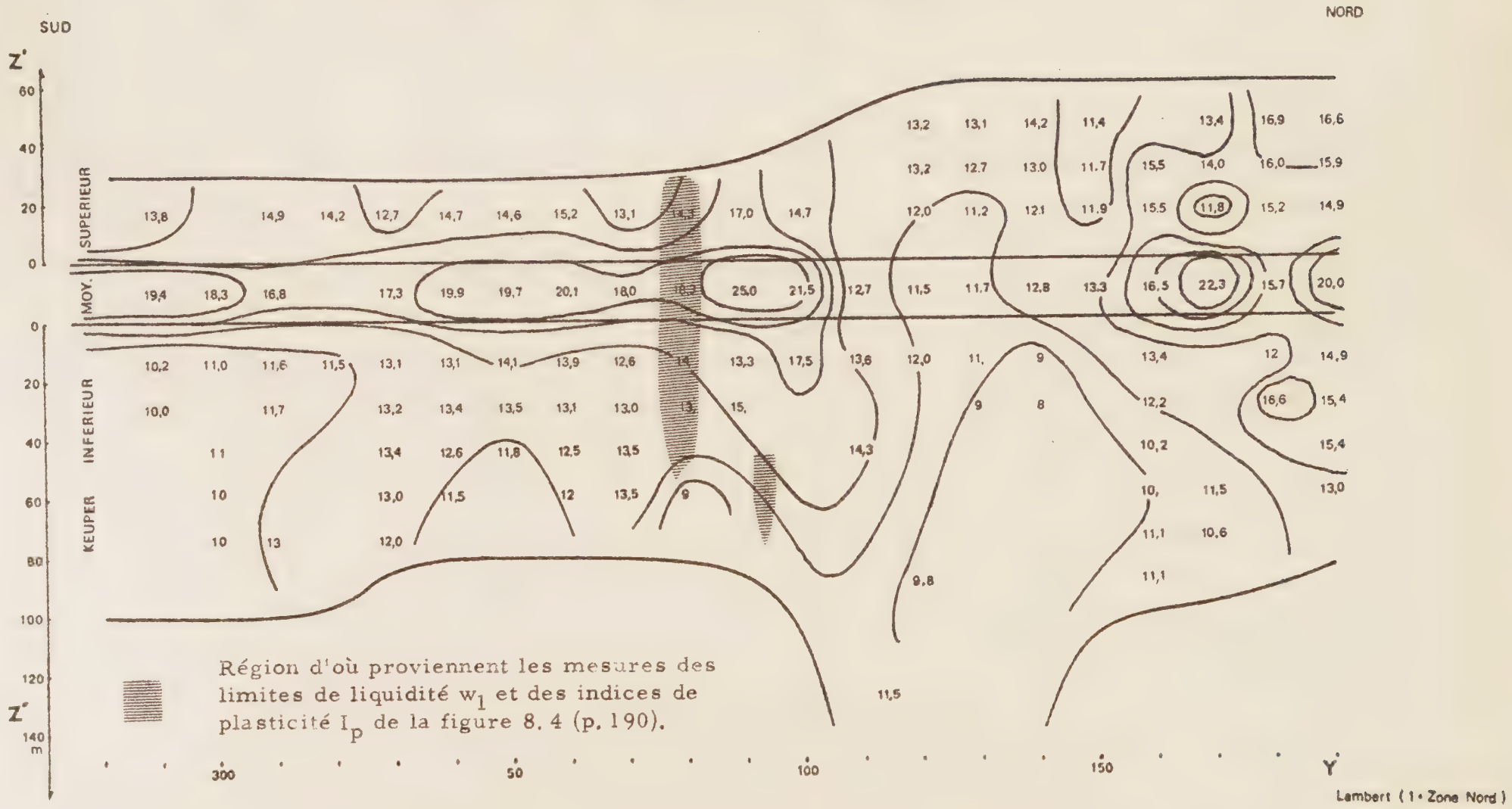


Figure 8.4 : - Variation de w_l et I_p avec la position stratigraphique.

C O N C L U S I O N

Que faut-il retenir d'essentiel dans l'étude des propriétés géotechniques du Keuper ?

1°) Le matériau intact offre une bonne compacité et se présente en général sous forme d'argile indurée ou de marne cimentée par des carbonates et de l'anhydrite. La résistance mécanique est de plusieurs dizaines de bars en compression simple. Les quelques fractures produites par la tectonique ont été le plus souvent cimentées par des carbonates et des sulfates. La perméabilité demeure très faible.

2°) La décompression consécutive à l'érosion produit une altération mécanique qui débute bien avant l'altération chimique. Cette altération mécanique se traduit en premier lieu par la formation de nouveaux réseaux de diaclases, parallèles et obliques par rapport au litage. Comme la déformation ne peut être que verticale sous une topographie plane, le déplacement le long des diaclases obliques transforme en mouvement vertical la relaxation des contraintes horizontales. Le prélèvement d'échantillons dans cette zone est rendu complexe par l'autodestruction des carottes en petits polyèdres dès leur sortie du carottier.

3°) La dissolution des sulfates survient assez rapidement dès que la fissuration rend les circulations d'eau possibles. L'apparition et la disparition du gypse s'effectuent à deux profondeurs, l'une maximale et l'autre minimale qui ont été commentées par A. BONTE (1963). La topographie, les niveaux piézométriques et leur fluctuation passée, la présence de failles et fractures ... etc., modifient ces profondeurs.

4°) L'épaisseur altérée ne peut être définie de façon simple par une cote en mètres. Les fluctuations passées des nappes, ajoutées à l'hétérogénéité de dureté, de perméabilité et de densité de fissuration, ont créé des niveaux

ramollis séparés par des bancs encore bien compacts. L'altération purement physique par des variations dans la teneur en eau et dans les contraintes effectives à petite échelle accélère le gonflement. Quelques rares bancs dolomitiques ont un squelette cimenté, continu et assez résistant pour n'être que peu touchés par cette altération. La reconnaissance au pénétromètre statique permet de reconnaître facilement sur un site la répartition des bancs indurés dans les premiers mètres. Mais au-delà de 10 mètres, le premier banc induré arrête l'enfoncement.

5°) Les différents états d'altération physique et mécanique peuvent être classés en cinq catégories ; la catégorie I représente le matériau à l'état intact comme il se trouve en profondeur et la catégorie V le matériau complètement altéré et ramolli des premiers mètres sous la surface. Cette classification descriptive schématise une suite évolutive d'altération des marnes et argiles calcaires indurées; cependant les niveaux purement argileux, ou très sableux, subissent une altération qui ne suit pas nécessairement chacune des étapes décrites à la figure 3.1.

6°) Dans les catégories III_B et IV, la résistance mécanique dépend surtout du matériau ramolli, appelé matrice. C'est sous cette forme que se présente la plus grande partie des niveaux altérés du Keuper. Une partie de l'argile dans la matrice demeure longtemps en amas cimentés, de dimension silt à sable fin. Les limites d'Atterberg s'en trouvent un peu diminuées et la résistance augmentée. Ce n'est qu'après une altération chimique complète du ciment ou un remaniement mécanique très poussé, que sont finalement libérées toutes les particules argileuses.

7°) Le processus de perte de compacité dans l'altération physique, agit de façon sélective en fonction de la nature pétrographique, de la structure et de l'état de contrainte. Au point de vue mécanique, ce phénomène tend à augmenter l'hétérogénéité. A l'état surconsolidé, le sol existe en fait dans un état d'instabilité mécanique ; ce n'est qu'en fin d'altération que le sol se réajuste aux faibles contraintes et que la masse tend de nouveau vers une certaine homogénéité. Entre les deux extrêmes, l'instabilité mécanique est permanente. Les processus liés au prélèvement, à l'entreposage et aux essais de laboratoire agissent sur le sol et compliquent l'interprétation des essais.

Nous avons discuté du matériau tel qu'on le trouve, comment il se comporte sous diverses sollicitations et comment, finalement, on peut interpréter les essais courants de laboratoire et un essai *in situ*. Il est difficile de

résumer en quelques lignes toutes les indications données aux chapitres VI et VII ; rappelons seulement qu'une interprétation peu approfondie des mesures de résistance mécanique peut conduire à des valeurs erronées. Il n'existe pas de théorie à la fois simple et exacte pour l'interprétation des essais mécaniques sur un matériau compliqué. Les théories trop simplifiées ne peuvent s'appliquer aux matériaux qui s'écartent des schémas courants. Les conclusions des chapitres VI et VII commentent les possibilités d'utilisation de schémas un peu plus élaborés pour l'interprétation des essais de laboratoire et *in situ*, dans le cas des matériaux du Keuper. Nous avons dû nous limiter à décrire et à mesurer des paramètres du matériau sous les divers états d'altération, que l'on rencontre en Lorraine. Ces états résultent de l'histoire climatique de la zone tempérée depuis la période glaciaire.

Ce texte guidera, nous l'espérons, des recherches subséquentes qui pourront expliquer comment et dans quelles conditions s'effectue l'altération chimique, quelles sont les transformations minéralogiques qui l'accompagnent, etc... Le grand problème à surmonter consiste à trouver un test en laboratoire qui pourrait permettre de recréer facilement les conditions d'altération sur le terrain. L'étude géotechnique du Keuper devra résoudre encore de nombreuses questions ayant trait à l'altération et à la dissolution des sels. Localement, ces problèmes que nous n'avons pas abordés, peuvent avoir une très grande importance.

Les possibilités de dissolution d'un matériau encore riche en sulfates représentent le danger d'altération chimique à considérer pour un ouvrage, si la construction a pour résultat de modifier la perméabilité, ou les circulations d'eau. C'est un processus susceptible d'agir à long terme.

L'altération physique se produit par contre très rapidement et il s'avère très difficile de la prévenir complètement, même dans le cas de prélèvements dits "intacts" d'échantillons. De ce fait, elle revêt une importance bien plus grande que toute autre forme d'altération et c'est contre ces risques que doivent se prémunir les maîtres d'ouvrages.

Annexes

- REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES. 195

- Diagrammes de compression entre pointes. . 200

- Abaque pour l'interprétation des diagrammes pénétrométriques 217

- NOTATION UTILISEE. 219

- SYNOPSIS 224

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AMAR S., LEROUX A., PILOT G. (1969). - Relations entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux français. *Coll. de Géotech.*, Toulouse, pp. 306-329.

AVIAS J. (1963). - A propos des vases bariolées gypsifères actuelles de Nouvelle-Calédonie et sur la genèse des marnes bariolées salifères du Trias. *Coll. sur le Trias, B.R.G.M.*, mém. n° 15, pp. 615-622.

BIAREZ J., BELOT A., PIERRARD J.-M., WIENDIECK K. (1964). - Quelques aspects de la rhéologie des sols. *Symp. I.U.T.A.M. Grenoble - Rhéologie et Méc. Sols*, pp. 343-353.

BIRCH N. (1967). - A compaction specification for a hard Keuper Marl. *Dept. transportation and Env. Planning, Res. Journal 1966*, Pt. II, pp. 4-16.

BJERRUM L. (1951). - Fundamental considerations on the shear strength of soil. *Géotech.*, vol. 2, pp. 209-218.

BJERRUM L., LO K.Y. (1963). - Effect of aging on the shear strength properties of normally consolidated clay. *Géotech.*, vol. 13, pp. 147-157.

BJERRUM L. (1967). - Progressive failure in slope of overconsolidated plastic clays and clay-shales. *J. of Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, vol. 93, sept. 67, pp. 1-49, (Third Terzaghi Lecture).

BONTE A. (1963). - Conditions d'exploitabilité des gypses du Keuper. *Coll. sur le Trias, B.R.G.M.*, mém. n° 15, pp. 661-665.

BREWER R.R. (1964). - *Fabric and mineral analysis of soils.* J. Wiley and S., New-York, 470 p.

CALLADINE C.R. (1963). - The yielding of clays - stress and strain variables - the normality condition : correspondence. *Géotech.*, vol. 13, pp. 250-255.

CHANDLER R.J. (1966). - The measurement of residual strength in triaxial compression. *Géotech.*, vol. 16, pp. 181-186.

CHANDLER R.J. (1967a). - A laboratory study of the strength of an unweathered Keuper Marl. *Dept. Trans. Env. Planning, Res. J. 1966*, pt. II, pp. 17-25.

CHANDLER R.J. (1967b). - The strength of a stiff silty clay. *Géotech.Conf., Oslo 1967*, pp. 103-108.

CHANDLER R.J. (1968). - A note on the measurement of strength in the undrained triaxial compression test. *Géotech.*, vol. 18, pp. 261-266.

CHANDLER R.J. (1969). - The effect of weathering on shear strength properties of Keuper Marl. *Géotech.*, vol. 19, n° 3, pp. 321-334.

CHANDLER, R.J. (1970). - A shallow slab slide in the Lias clay near Uppingham, Rutland. *Géotech.*, vol. 20, n° 3, pp. 253-260.

CHANDLER R.J., BIRCH N., DAVIS A.G. (1968). - Engineering properties of Keuper Marl. *Constr. Ind. Res. and Inf. Ass., Research Report n° 13* (Univ. Birmingham, dept. Transport. and Env. Planning).

CLAISSE, THUILLIER (1970). - Rapport de stage : Etude du Keuper inférieur compacté, pour le noyau étanche à Froville. - E.N.S.M.I.M., Nancy.

DAVIS A.G. (1966). - The mineralogy structure and engineering properties of Keuper Marl. - Ph.D.Thesis, U. of Birmingham.

DAVIS A.G. (1967). - The mineralogy and phase equilibrium of Keuper Marl. *Quat. J. Eng. Geol.*, vol. 1, n° 1, pp. 25-38.

DAVIS A.G. (1968). - The structure of Keuper Marl. *Quat. J. Eng. Geol.*, vol. 1, n°3, pp. 145-155.

DESPRAIRIES A., PALAIN C., PLAZIAT J.-C. (1966). - Contribution à l'étude sédimentologique de la formation des Grès à Roseaux (Keuper moyen) dans la région de Hinekange (Moselle). *Bull. Soc. Géol. Fr.*, 1966, pp. 150-157.

DESSAINT A. (1966). - Contribution à l'étude de la force portante limite des fondations profondes en milieu homogène. - Thèse 3ème Cycle, Univ. de Grenoble.

DUMBLETON M.J. (1965). - Origin and mineralogy of african red clays and Keuper marl. *Proc. Geol. Soc. Lond.*, n° 1621, p. 45.

GIBSON R.E. (1953). - Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays. *C.R. 3e Congrès Int. Méc. Sols Trav. Fond.*, vol. 1, Zurich, pp. 126-130.

GUELLOUZ C. (1971). - Etude statistique de la relation entre granulométrie et plasticité dans les marnes du Toarcien et du Keuper. - D.E.A., I.N.P. Nancy, 40 p.

HARR M.E. (1966). - *Foundations of theoretical soil mechanics*. McGraw-Hill, 381 p.

HENKEL D.J. (1960). - The relationship between the effective stresses and water content in saturated clays. *Géotech.*, vol. 10, pp. 41-54.

HIRAMATSU Y., OKA Y. (1966). - Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 3, pp. 89-99.

HIRAMATSU Y., OKA Y. (1970). - Disc test, ring test, rectangular plate test and irregular specimen test for determining the tensile strength of rock. *C.R. 2e Congrès Int. Méc. Roches*, Belgrade, n° 3-29, rapports t. II.

HOUPERT R., ASTE J.-P. (1969). - Liaison fluviale Rhin-Rhône - Charmes-Corre - Etude géologique et géotechnique. - Inst. Nat. Polytech. de Nancy, E.N.S.G., Lab. de Mécanique des Roches et des Sols - Ponts et Chaussées, service de la Navigation.

HOUPERT R., TISOT J.-P., THOMAS A. (1970). - Etude géologique et géotechnique de la digue de Froville. - I.N.P., Laboratoire de Mécanique des Roches et des Sols, E.N.S.G. Nancy - Agence Financière de Bassin Rhin-Meuse, Metz.

JOHN B.J., SOWERS G.F., WEAVER CH.E. (1969). - Slickensides in residual soils and their engineering significance. *C.R. 7e Congrès Int. Méc. Sols Trav. Fond.*, Mexico, vol. 2, pp. 591-597.

KERISEL J., L'HERMINIER R., TCHENG Y. (1965). - Résistance de pointe en milieux pulvérulents de serrage divers. *C.R. 6e Congrès Int. Méc. Sols Trav. Fond.*, vol. 2, pp. 265-269.

KOLBUSZEWSKI J., BIRCH N., SHOJOBI J.O. (1965). - Keuper Marl research.*C.R. 6e Congrès Int. Méc. Sols Trav. Fond.*, vol. 1, pp. 59-63.

KONDNER R.L. (1963). - Hyperbolic stress-strain response : cohesive soils. *J. of the Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE*, vol. 89, sm-1, pp. 115-143.

LADANYI B. (1966). - Expansion of cavities in brittle media. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 4, pp. 301-328.

LAMBE T.W., WHITMAN R.V. (1969). - *Soil mechanics*. John Wiley and Sons Inc., 550 p.

LAUGIER R. (1963). - Trias de faciès germanique en Lorraine. *Coll. sur le Trias, mém. B.R.G.M.*, n° 15, pp. 39-65.

LEE, I.K. (editor). *Soil mechanics - Selected topics*. Butterworths, Londres, 620 p, (1968).

L'HERMINIER R. (1967). - *Mécanique des sols et des chaussées*. Publié par la Soc. de Diff. des Tech. du Bât. et des Trav. Publics, 199 p.

LUCAS J. (1962). - La transformation des minéraux argileux dans la sédimentation - Etude des argiles du Trias. U. de Strasbourg, *mém. Serv. Carte Géol. Als. Lor.*, n° 23, 202 p.

LUCAS J. (1963). - Sédimentologie : rapport 3ème thème ; *coll. sur le Trias, mém. B.R.G.M.*, n° 15, pp. 581-593.

LUCAS J., BRONNER A. (1961). - Evolution des argiles sédimentaires dans le bassin triasique. *Bull. Serv. Carte Géol. Als. Lor.*, vol. 14, n° 4, pp. 137-147.

MAUBEUGE P.L. (1950). - *Le bassin salifère lorrain*. Imprimerie G. THOMAS, Nancy.

MEYERHOF G.C. (1951). - The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotech.*, vol. 2, pp. 301-332.

PLAZIAT J.C., DESPRAIRIES A. (1969). - Les pseudomorphoses de cristaux de sel gemme du Keuper inférieur de Lorraine: Mode de formation et répartition paléogéographique. *Bull. Soc. Géol. Fr.*, vol. 11, 7ème sér., n° 3, pp. 400-406.

RICOUR J. (1963a). - Problèmes stratigraphiques et caractères du Trias français. *Coll. sur le Trias de la France, mém. B.R.G.M.*, n° 15, pp. 19-28.

RICOUR J. (1963b). - Esquisse paléogéographique de la France aux temps triasiques. *Coll. sur le Trias, mém. B.R.G.M.*, n° 15, pp. 715-734.

ROSCOE K.H., POOROOSHASB H.B. (1963). - A theoretical and experimental study of strains in triaxial compression tests on normally consolidated clays. *Géotech.*, vol. 13, pp. 12-38.

ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N., WROTH M.A. (1958). - On the yielding of soils. *Géotech.* vol. 8, pp. 22-53.

ROSCOE K.H., THURAIRAJAH A. (1964). - On the uniqueness of yield surfaces for wet clays. *I.U.T.A.M. Symp. Grenoble - Rhéologie et Mécanique des Sols*, pp. 364-384.

SANGLERAT G. (1965). - *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*. Dunod, Paris, 230 p.

SCHWENZFEIER A. (1969). - Etude ponctuelle des propriétés physiques et mécaniques du Keuper inférieur. - D.E.A. à l'E.N.S.G. Nancy.

SHERWOOD P.T. (1967). - Classification tests on african red clays and Keuper Marl. *Quat. J. Eng. Geol.*, vol. 1, n° 1, pp. 47-53.

SHOJOBI J.O. (1965). - Chemical stabilisation of Keuper Marl.-Univ. of Birmingham, *Keuper Marl Res. Interim Rep.*, vol. 3, 130 p.

SKEMPTON A.W. (1953). - The colloidal"activity"of clay. *C.R. 3e Congrès Int. Méc. Sols*, vol. 1, pp. 57-61.

SKEMPTON A.W. (1954). - The pore pressure coefficients "A" and "B". *Géotech.*, vol. 4 n° 4, pp. 143-147.

SKEMPTON A.W. (1964). - Long-term stability of clay slopes. *Géotech.*, vol. 14, n° 2, pp. 77-102.

SKEMPTON A.W. (1970). - First-time slides in overconsolidated clays. *Tech. Notes, Géotech.*, vol. 20, n° 3, pp. 320-324.

SKEMPTON A.W. (1957). - Stability of natural slopes in London clay. *4e Congrès Méc. Sols*, vol. 2, pp. 378-381.

SKEMPTON A.W., SOWA V.A. (1963). - The behaviour of saturated clays during sampling and testing. *Géotech.*, vol. 13, pp. 269-290.

SUKLJE L. (1969). - *Rheological aspects of soil mechanics*. J. Wiley and Sons, 571 p.

THOMAS A. (1971). - Influence du gypse sur la mesure de la teneur en eau et la densité des marnes du Keuper de Lorraine. *Eng. Geol.*, vol. 5, pp. 313-329.

WALKER L. (1969). - Secondary compression in the shear of clays. *ASCE J.*, vol. 95, sm-1, pp. 167-188.

WATERLOT G. (1963). - Trias du bassin de Paris. *Coll. sur le Trias, mém. B.R.G.M.*, n° 15, pp. 73-78.

WILSON S.D. (1970). - Observational data on ground movements related to slope instability. *ASCE J.*, vol. 96, sm-5, pp. 1519-1544.

WU T.H., LOH A.K., MALVERN L.E. (1963). - Study of failure envelope of soils. *ASCE J.*, vol. 89.

WURSTER P. (1963). - Les problèmes posés par le Grès à Roseaux du Trias supérieur. *Sc. de la Terre*, t. 9, n° 2, pp. 197-219.

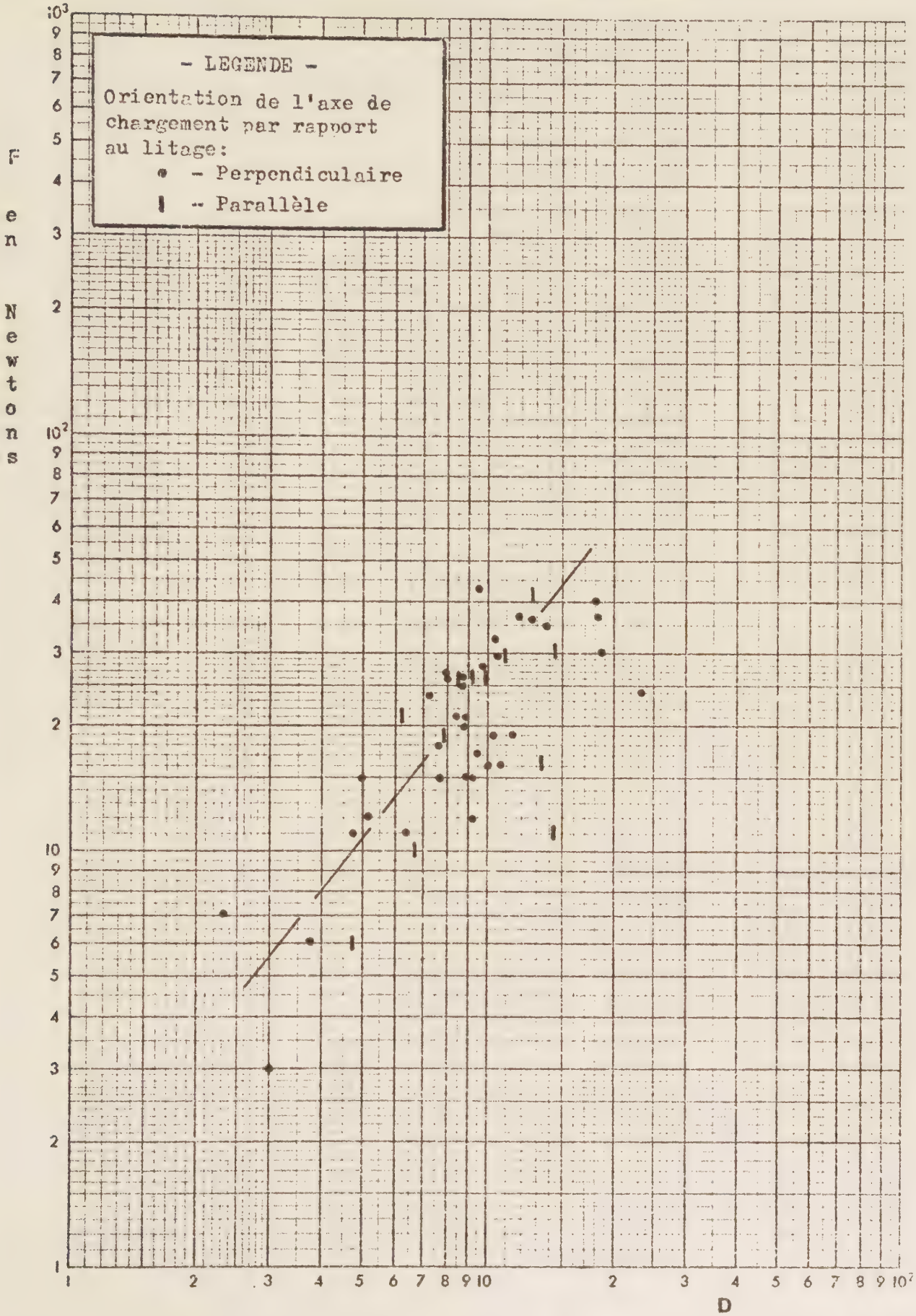
YAPAUDJIAN L. (1963). - Essai de caractérisation des sédiments permiens et triasiques dans le bassin de Paris. *Coll. sur le Trias, mém. B.R.G.M.*, n° 15, pp. 123-145.

YEN B.C. (1969). - Stability of slopes undergoing creep deformation. *ASCE J.*, sm-4, pp. 1075-1096.

Echantillon : F - 11, 18 m 00,

Teneur en eau: 16. %
Saturation: 100%

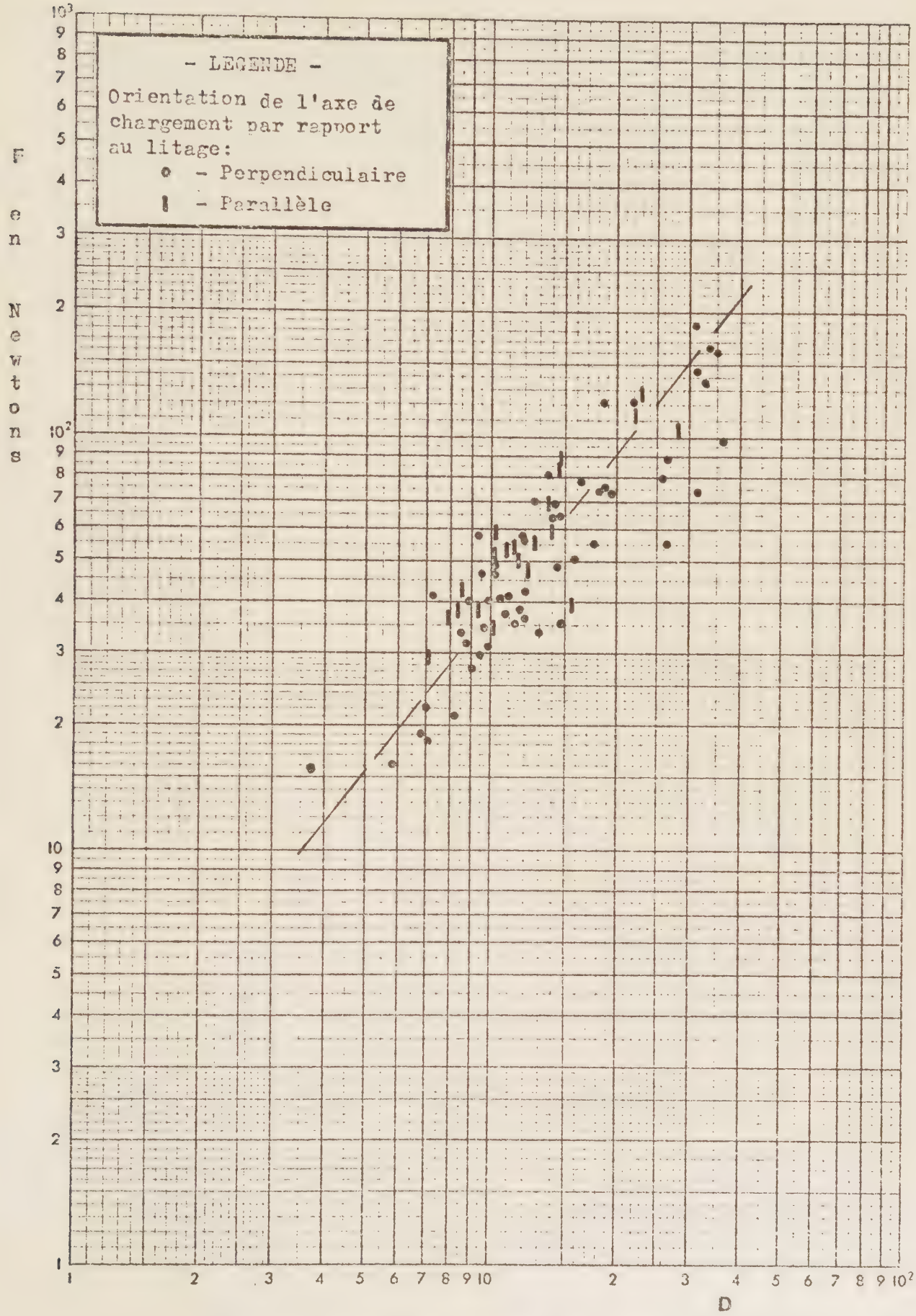
Marne grise, homogène, 34 % de carbonates,
catégorie descriptive : II.



RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

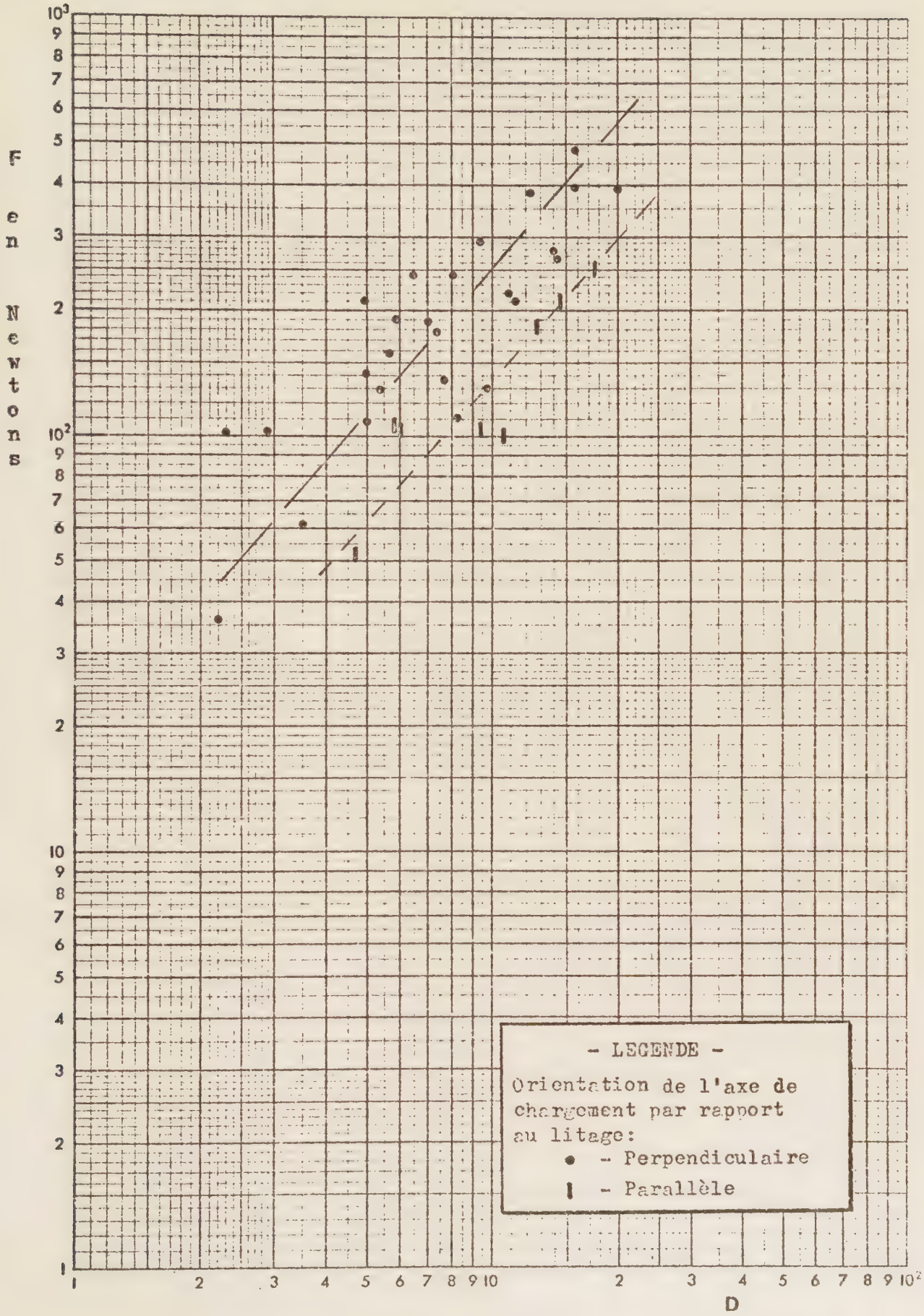
Echantillon : F - 11, 18 m 00

Teneur en eau:14. %
Saturation:87 %



Echantillon : F - 11, 18 m 00

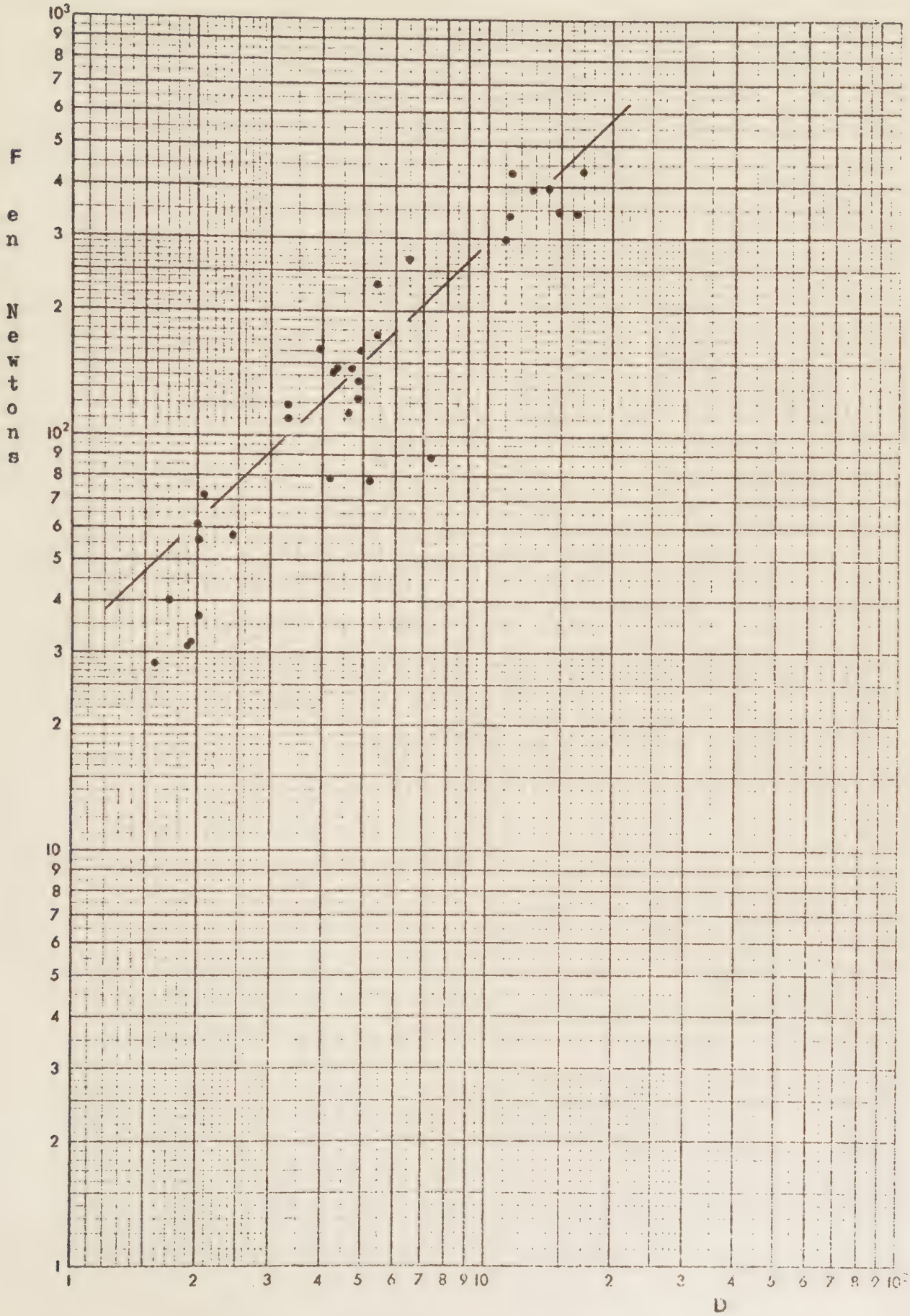
Teneur en eau: 5.7 %
Saturation: 35 %



Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

Echantillon : F - 11, 18 m 30

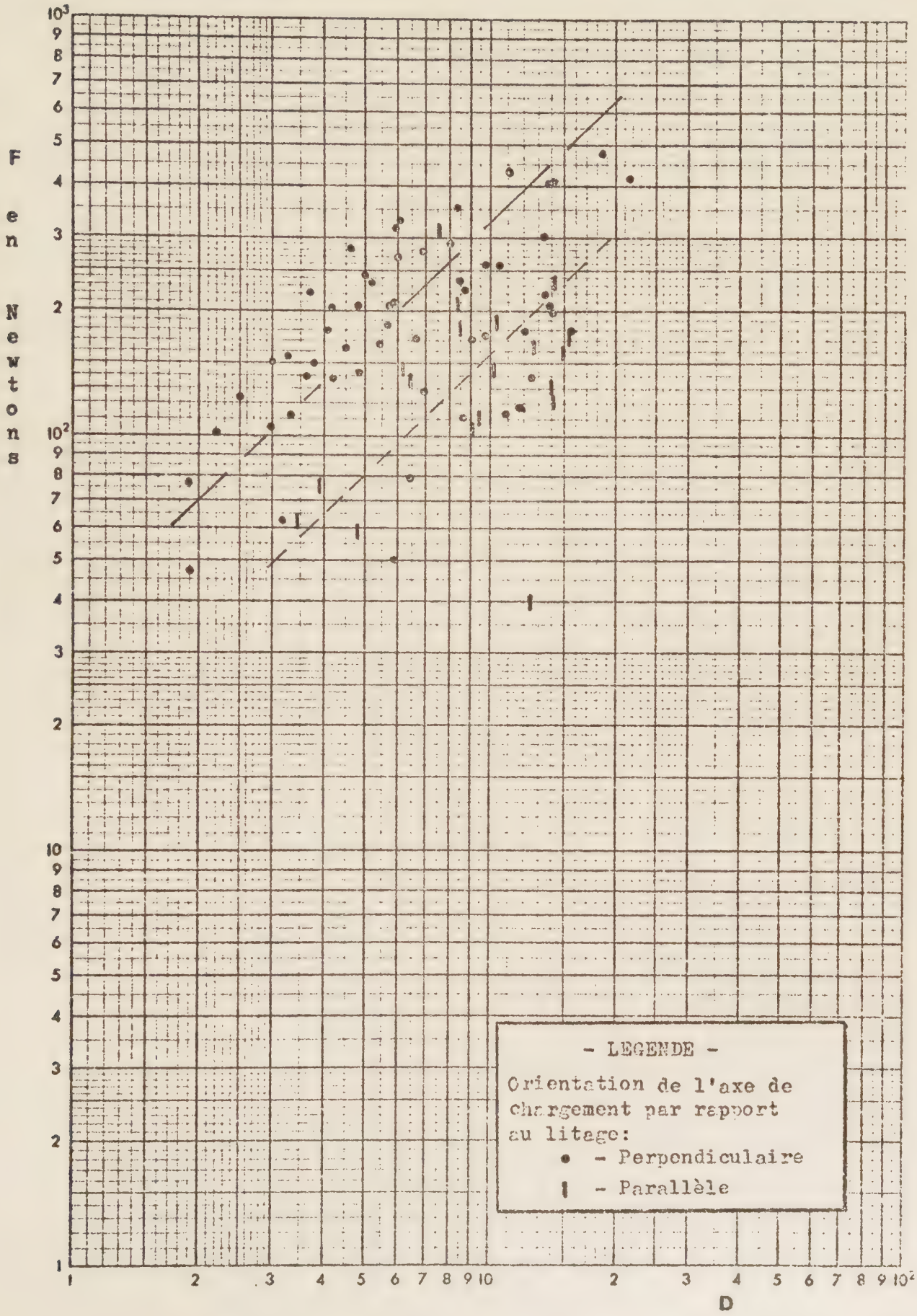
Teneur en eau: 2.5%
Saturation: 16 %



RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

Echantillon : F - 11 , 18 m 00 Marne grise homogène

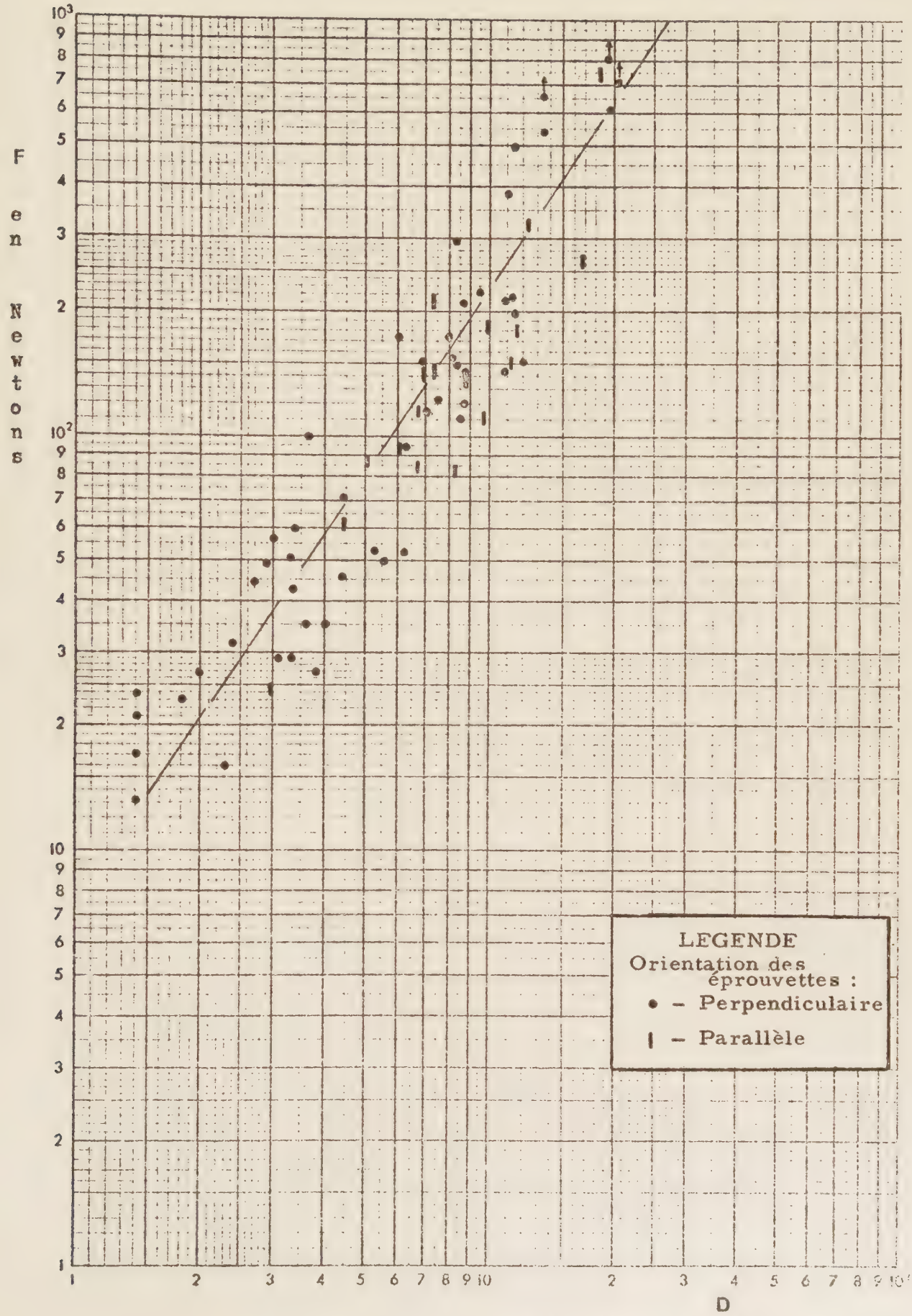
Teneur en eau: 0. %
Saturation: 0 %



Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

Echantillon : F - 12, 17m marne dure, grise à noire, cimentée par environ 30 % d'anhydrite. Gypse dans les diaclases. (Catégorie descriptive: I_B)

Saturation: 60 %

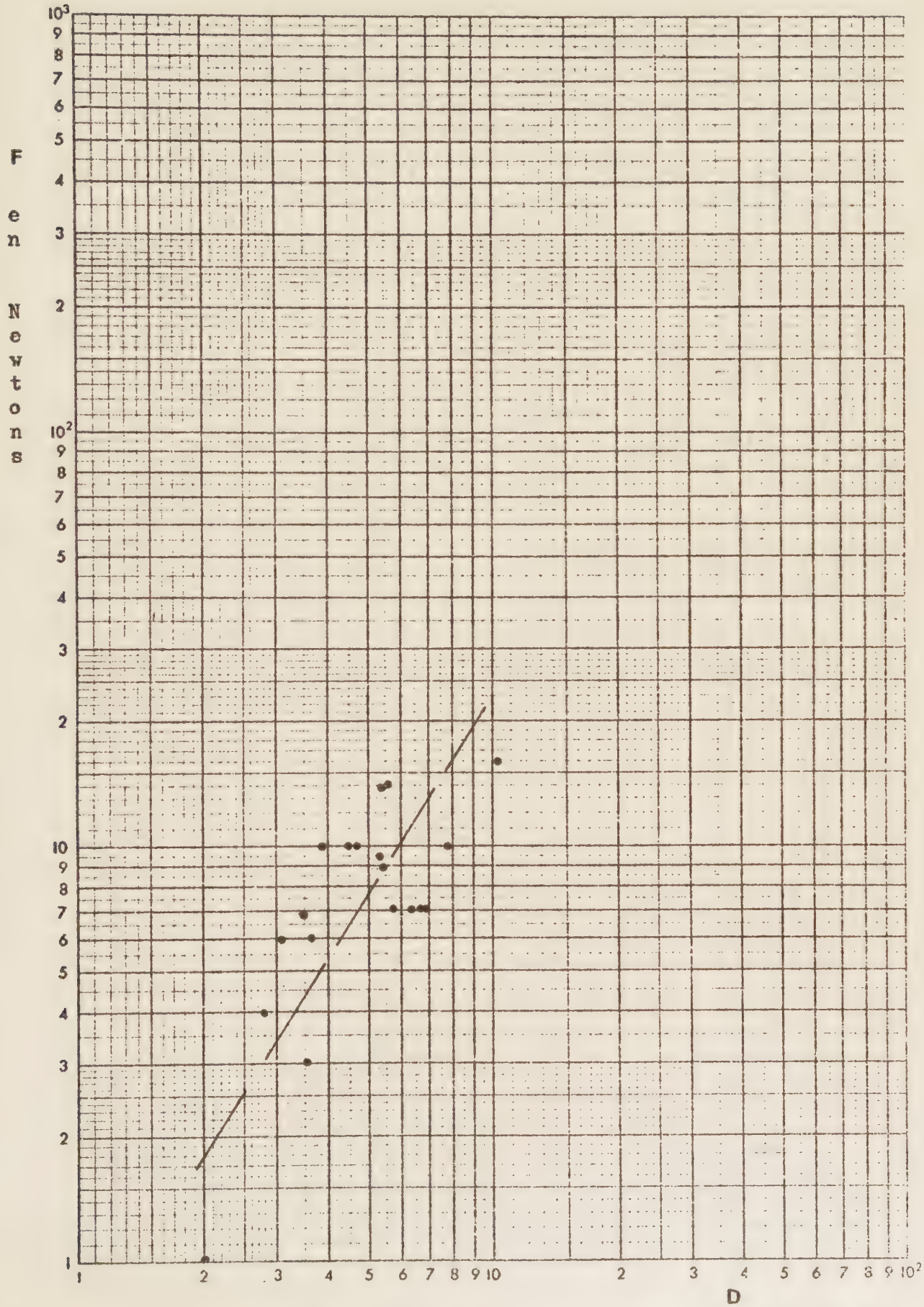


Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

Echantillon : F - 15, 10 m 20 Marne grise

Teneur en eau: 21.6% (10 % de carbonates)

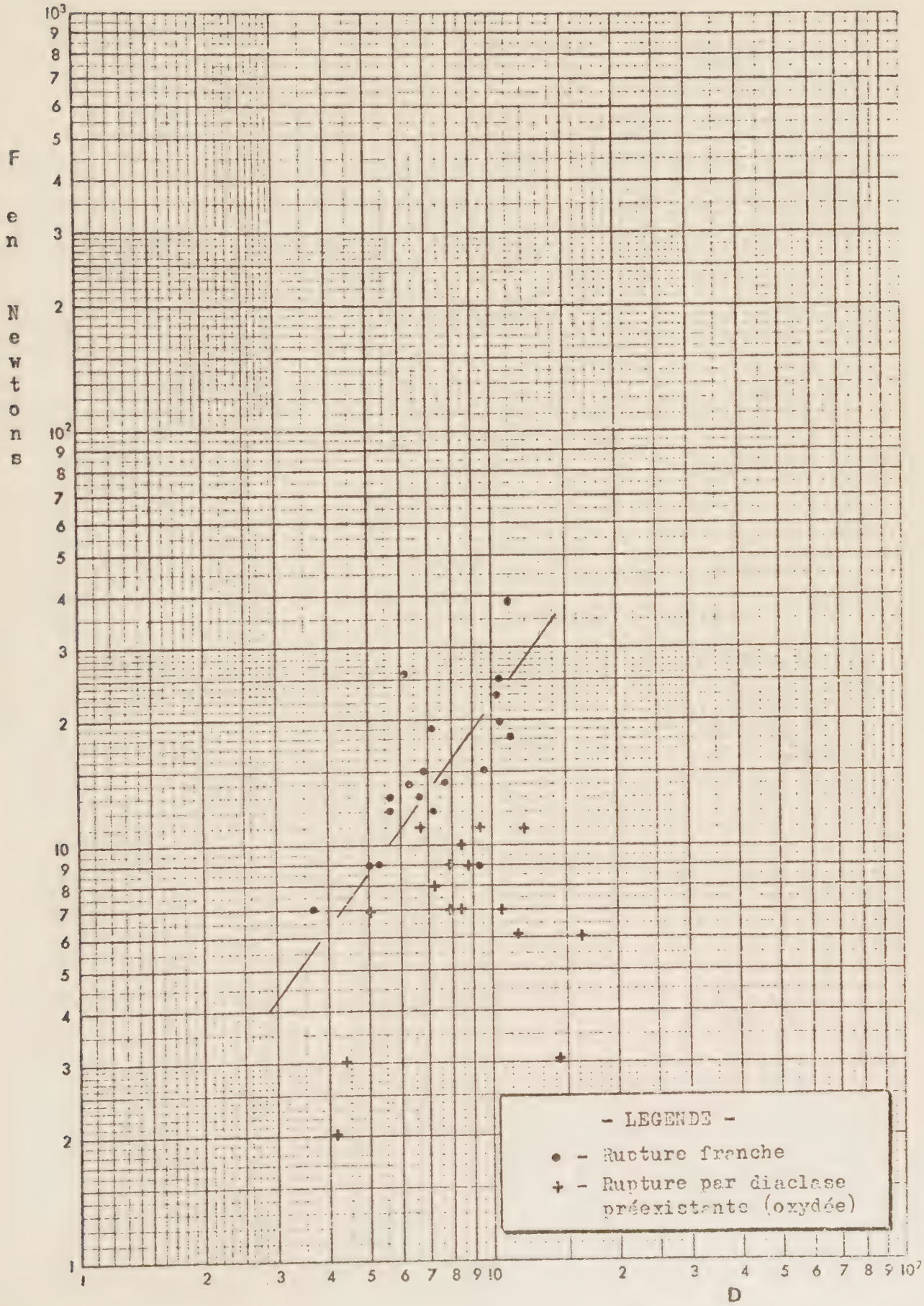


RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

Echantillon : Fraimbois - B, marne grise et diaclasée,

Teneur en eau: 32. %
Saturation: 100 %

catégorie descriptive II et III_A

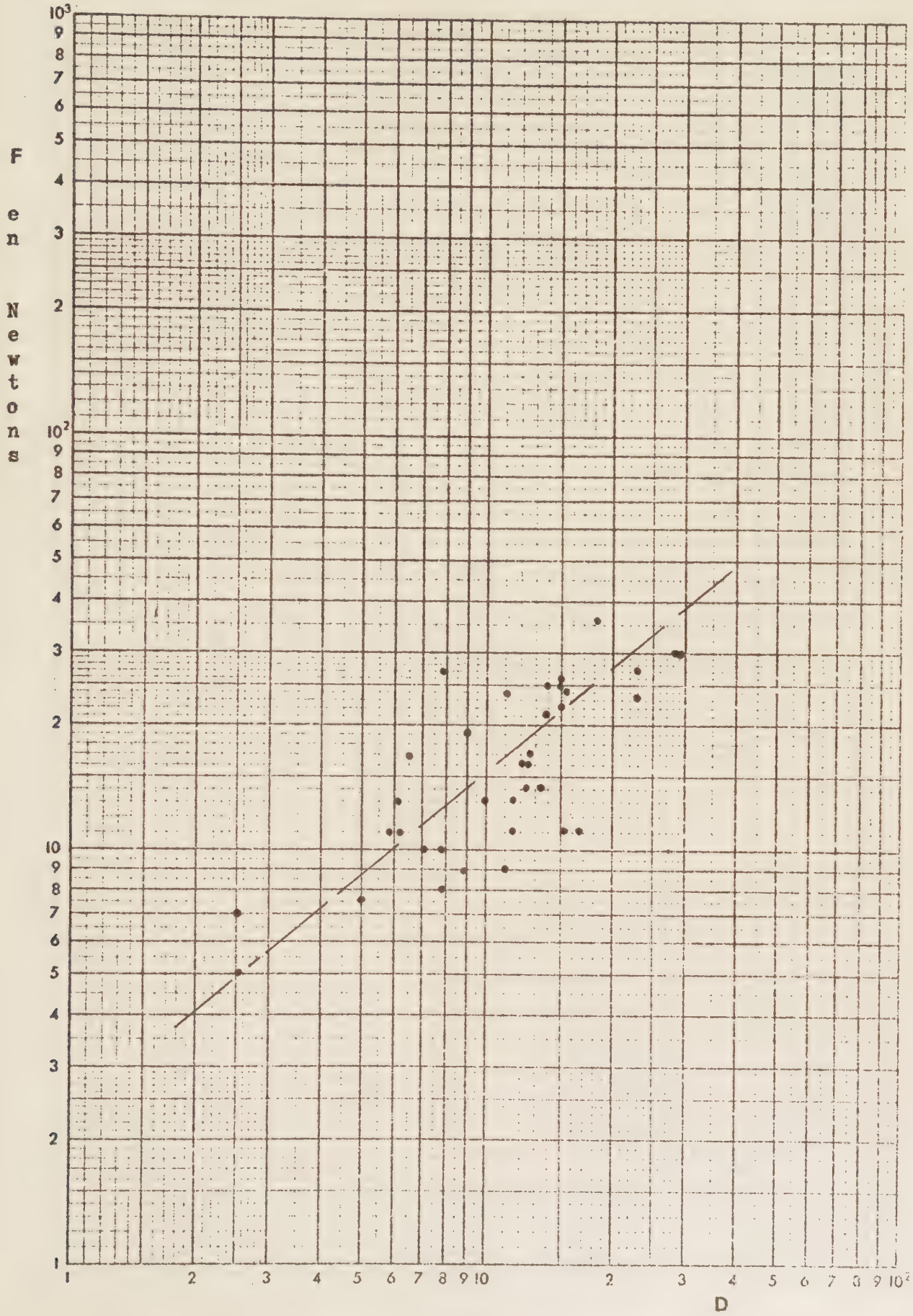


Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

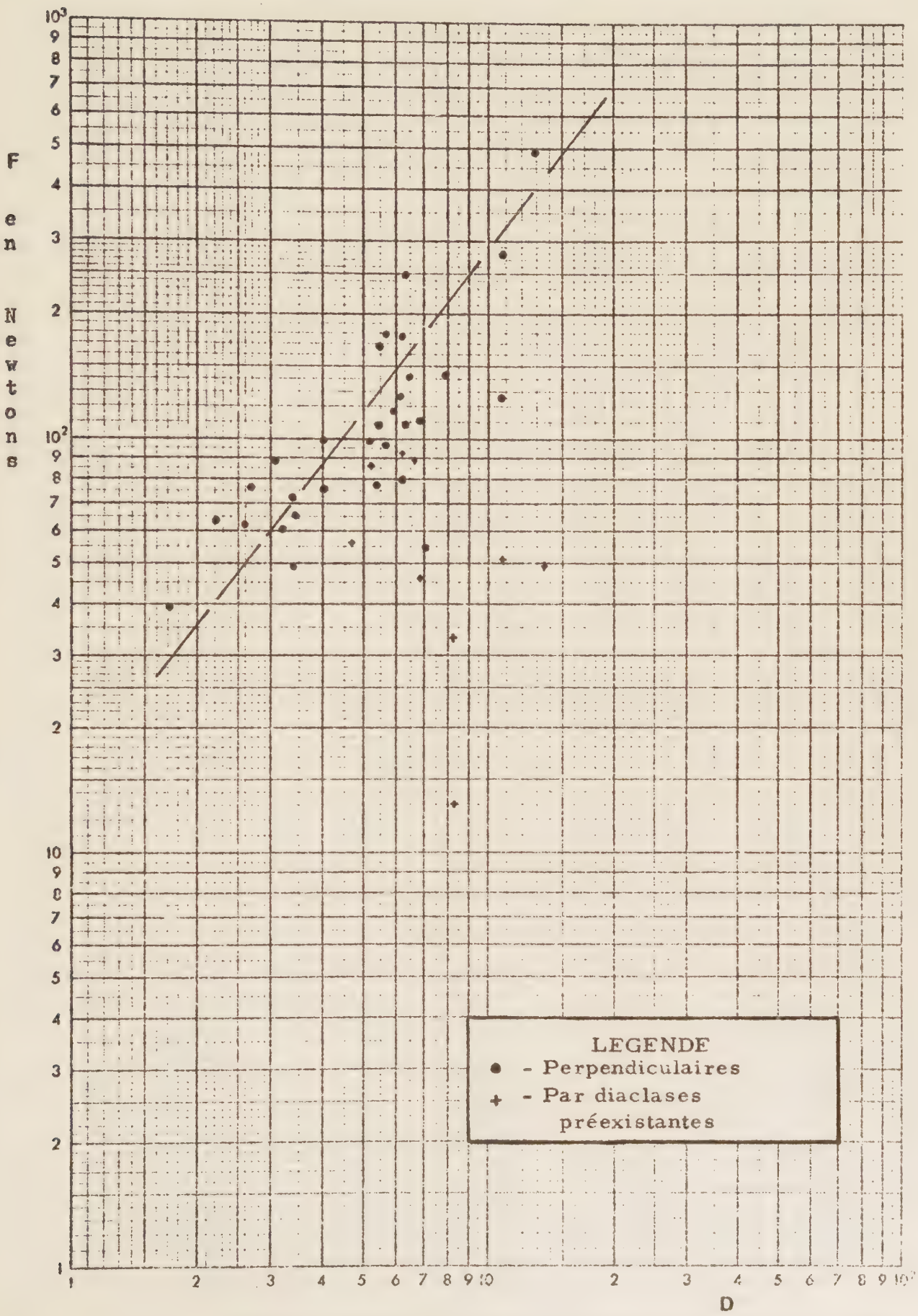
RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

Echantillon : Fraimbois - B, marne grise diaclasée (II à III_A)

Teneur en eau: 29.6% (naturelle)
Saturation: 92 %



Echantillon : Fraimbois - B , marne grise diaclasée
(Catégorie descriptive II à III_A)
Teneur en eau: 4.3% (désséchée à l'air)
Saturation: 13%

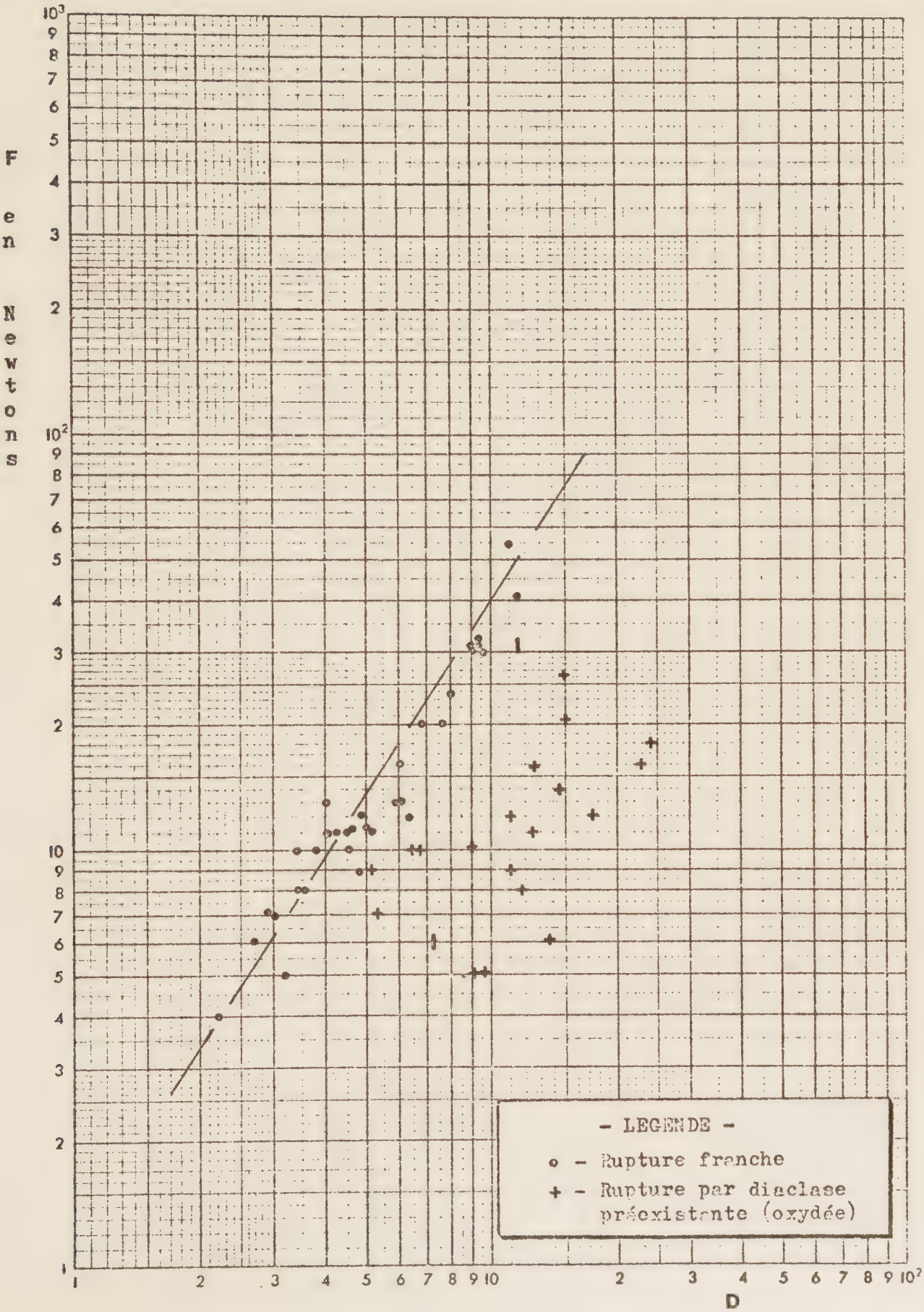


Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

Echantillon : Fraimbois - B,

Saturation:100% (mis en solution d'HCl 0,2 N, pendant 8 semaines)

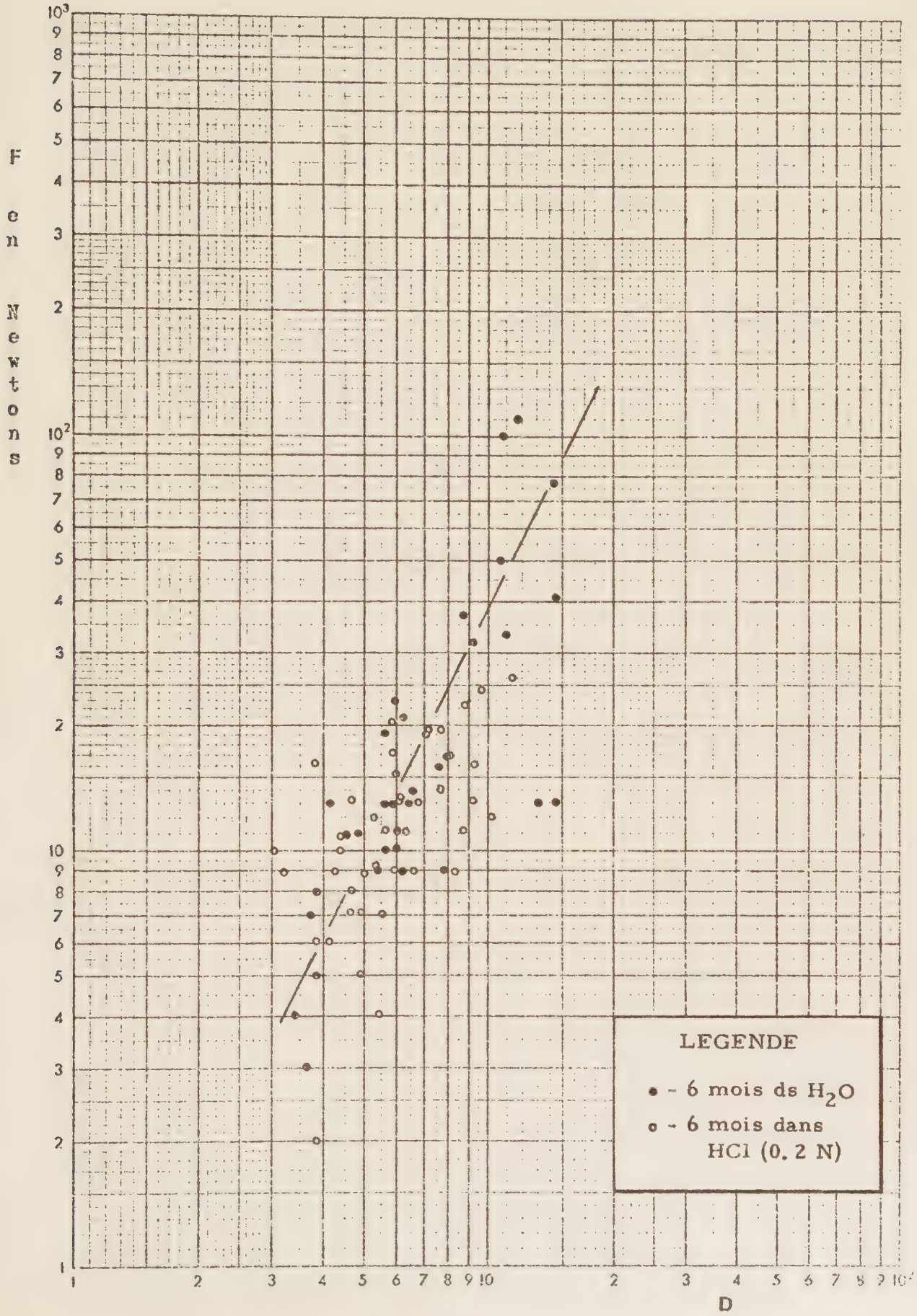


Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

Echantillon : Fraimbois - B, marne grise diaclasée
(Catégorie II à III_A)

Teneur en eau: 33. %
Saturation: 100%

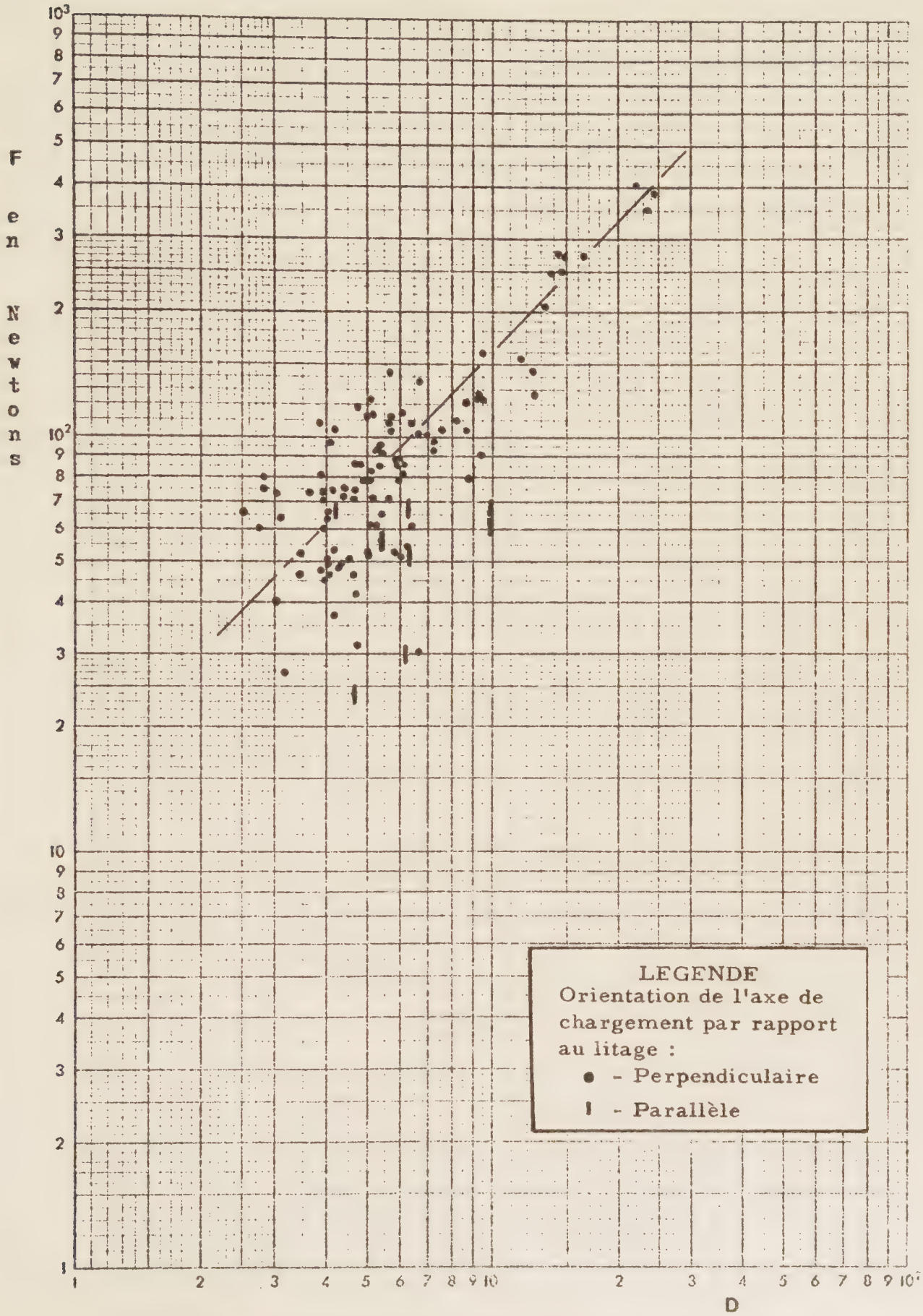
Ecrasements perpendiculaires au litage



Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

Echantillon : RR - 7, 6 m 50, marnes vertes et grises (Kreuper moyen)

Teneur en eau: 8 . %

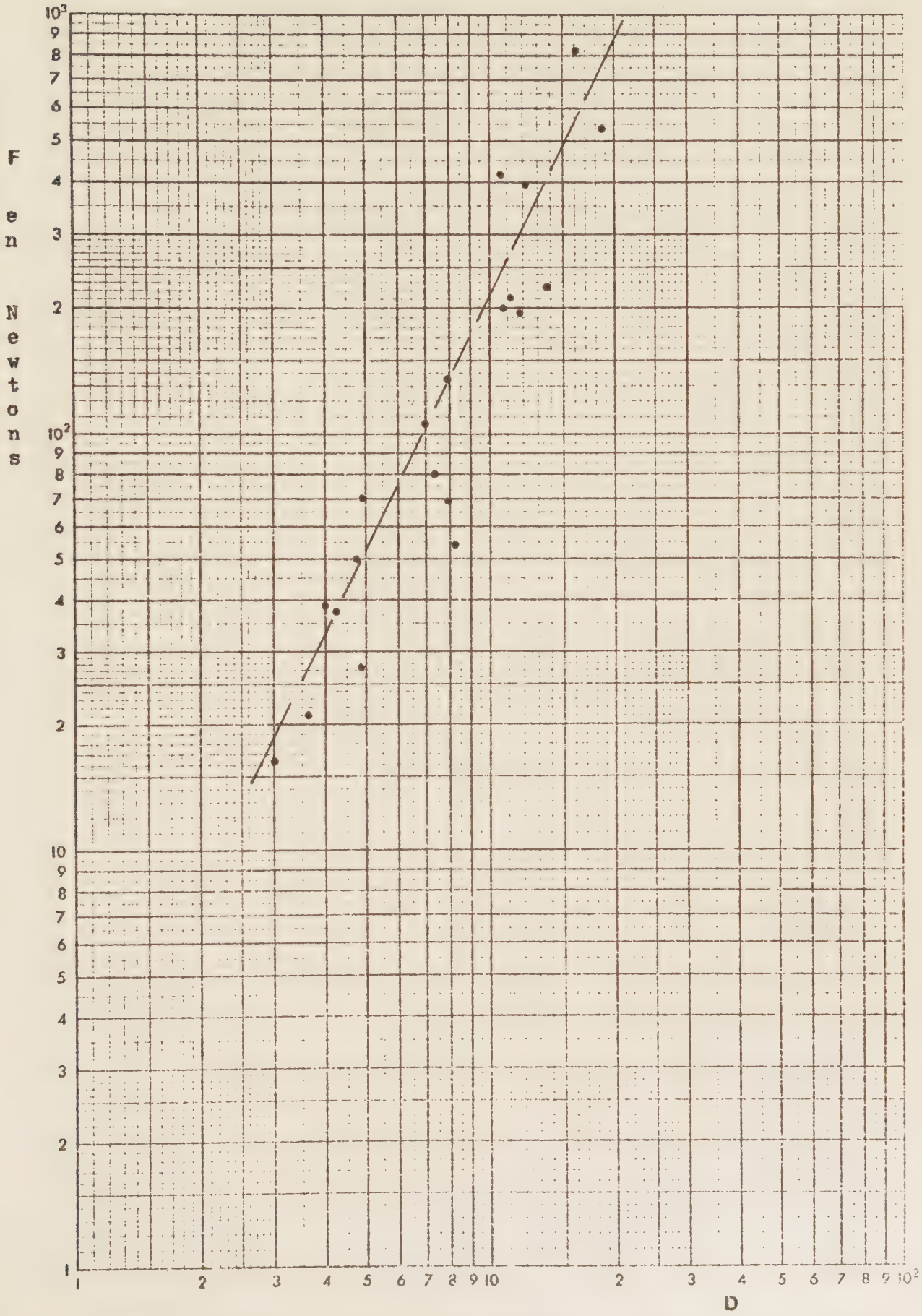


Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en mm

RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRE POINTES

Echantillon : RR - 8, 34 m , anhydrite presque pure

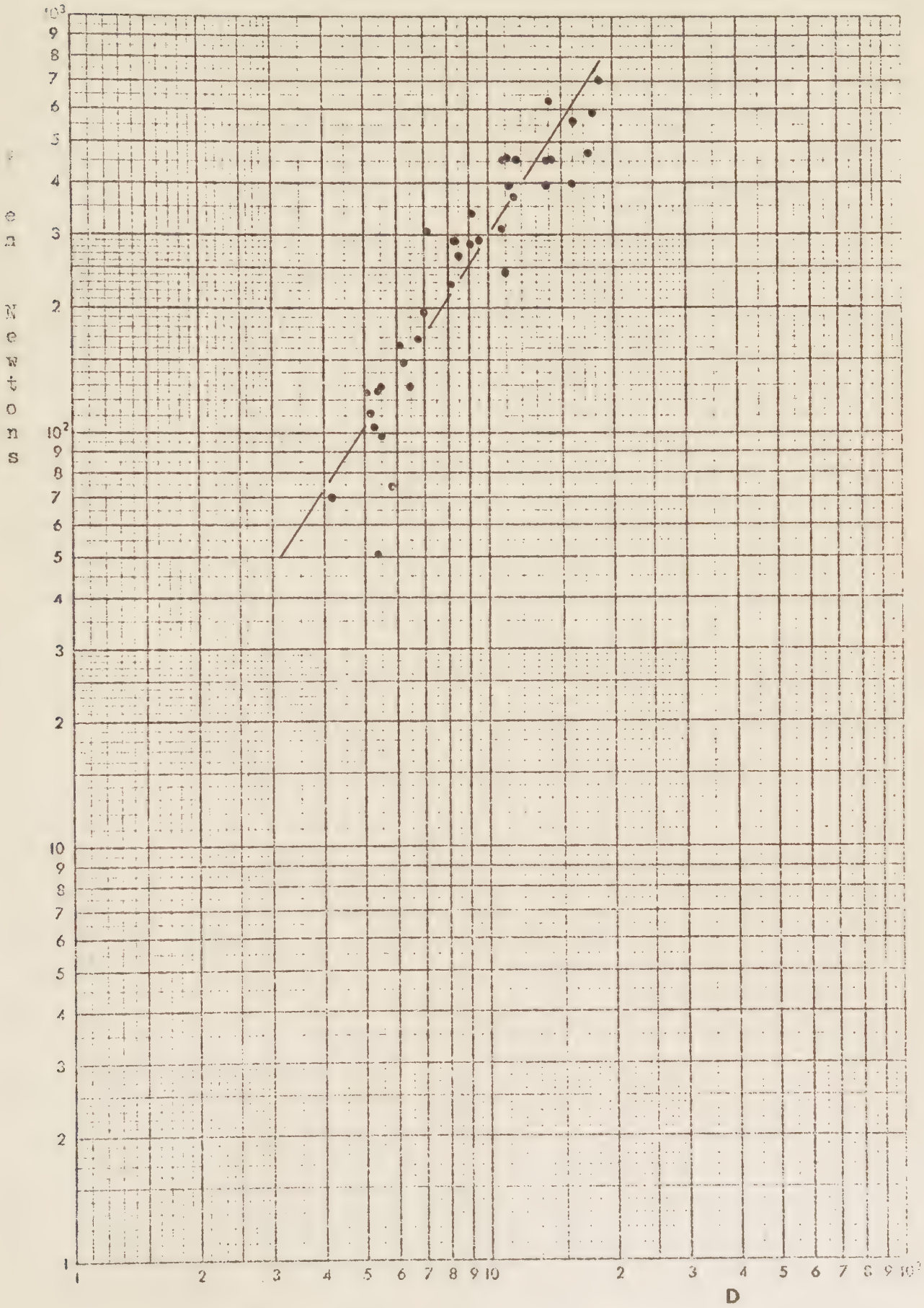
Teneur en eau: 0 . %



Echantillon : RR - 34, 5 m 70, Dolomie de Beaumont (Keuper moy.)

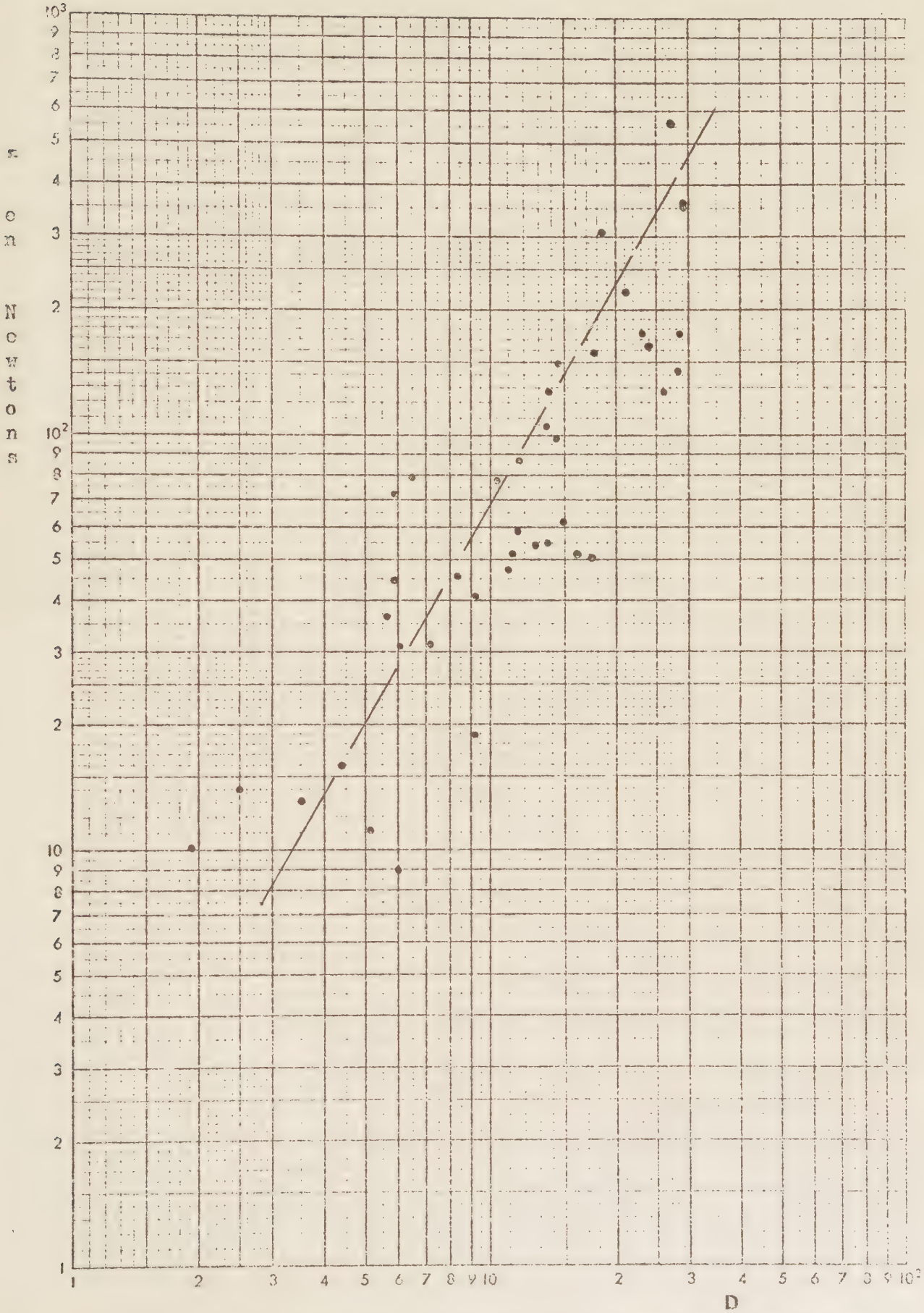
Teneur en eau: 0. %
Saturation: 0 %

jaune pale, à grain très fins



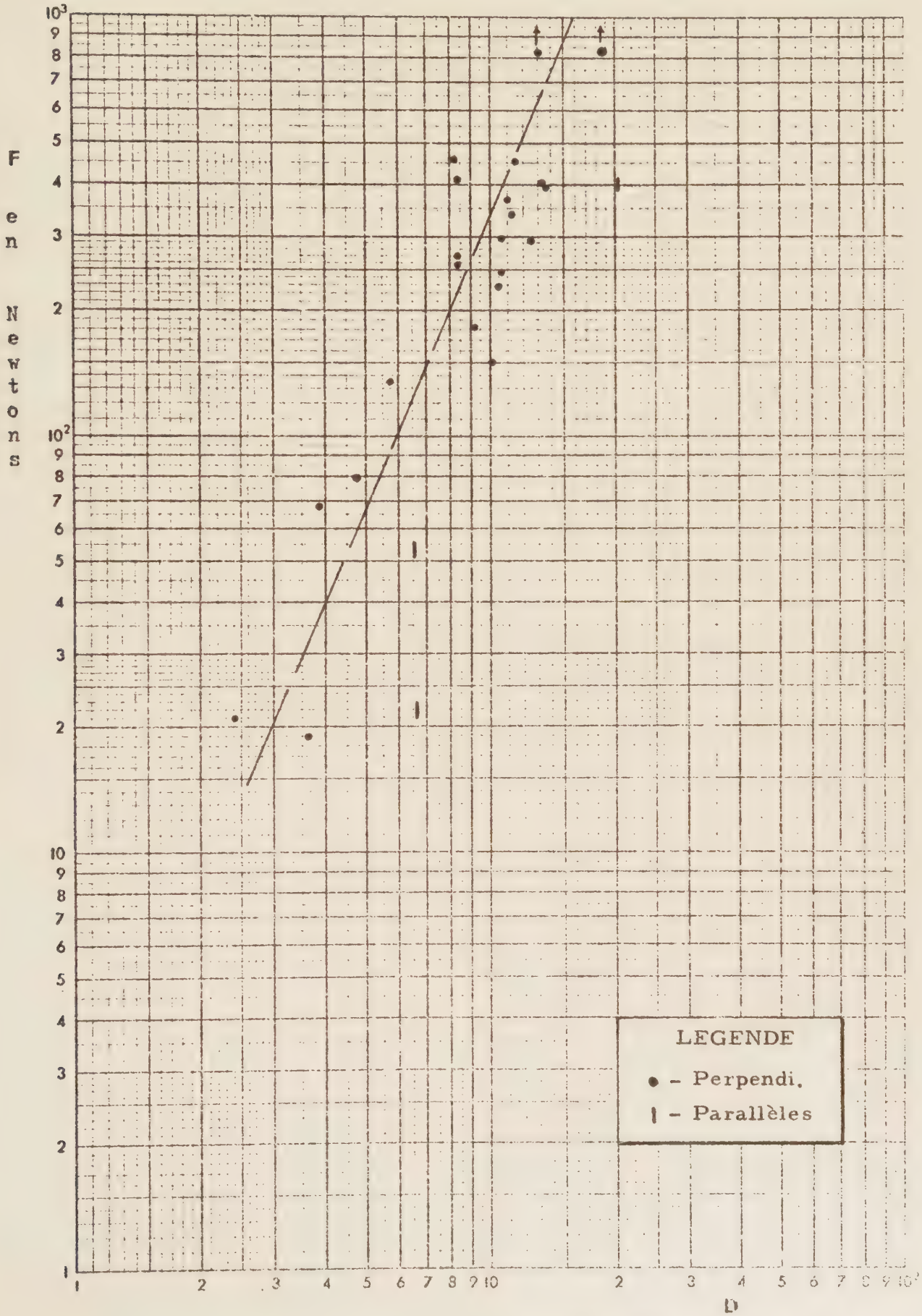
Echantillon : RR - 34, 12 m 50, Grès à Roseaux (Keuper moy.) gris

Teneur en eau: 0.7%



Echantillon : RR - 75, 11 m 80, Grès à Voltzia, fossiles de végétaux, poreux, abondance de muscovite

Teneur en eau: 3 . %

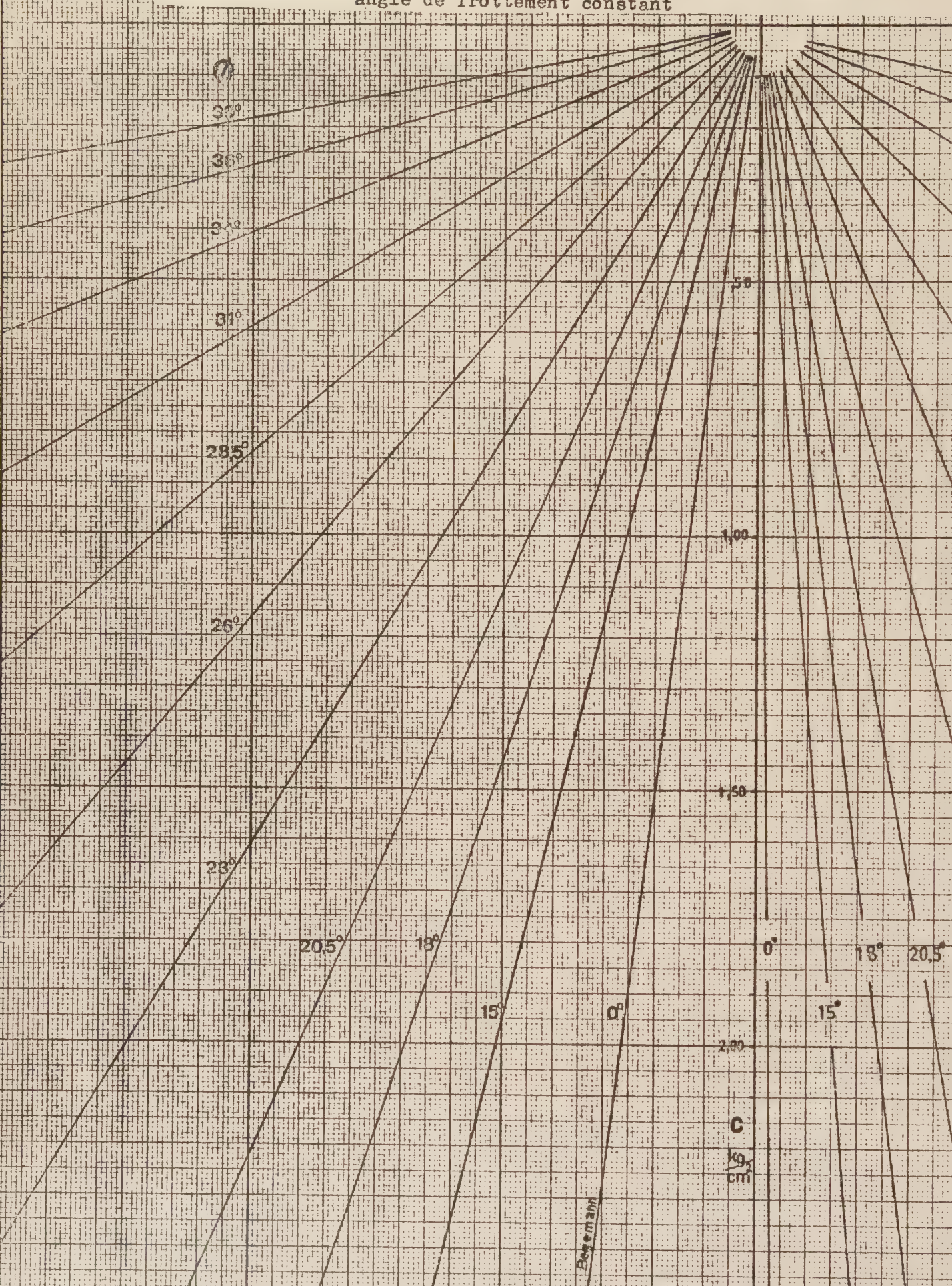


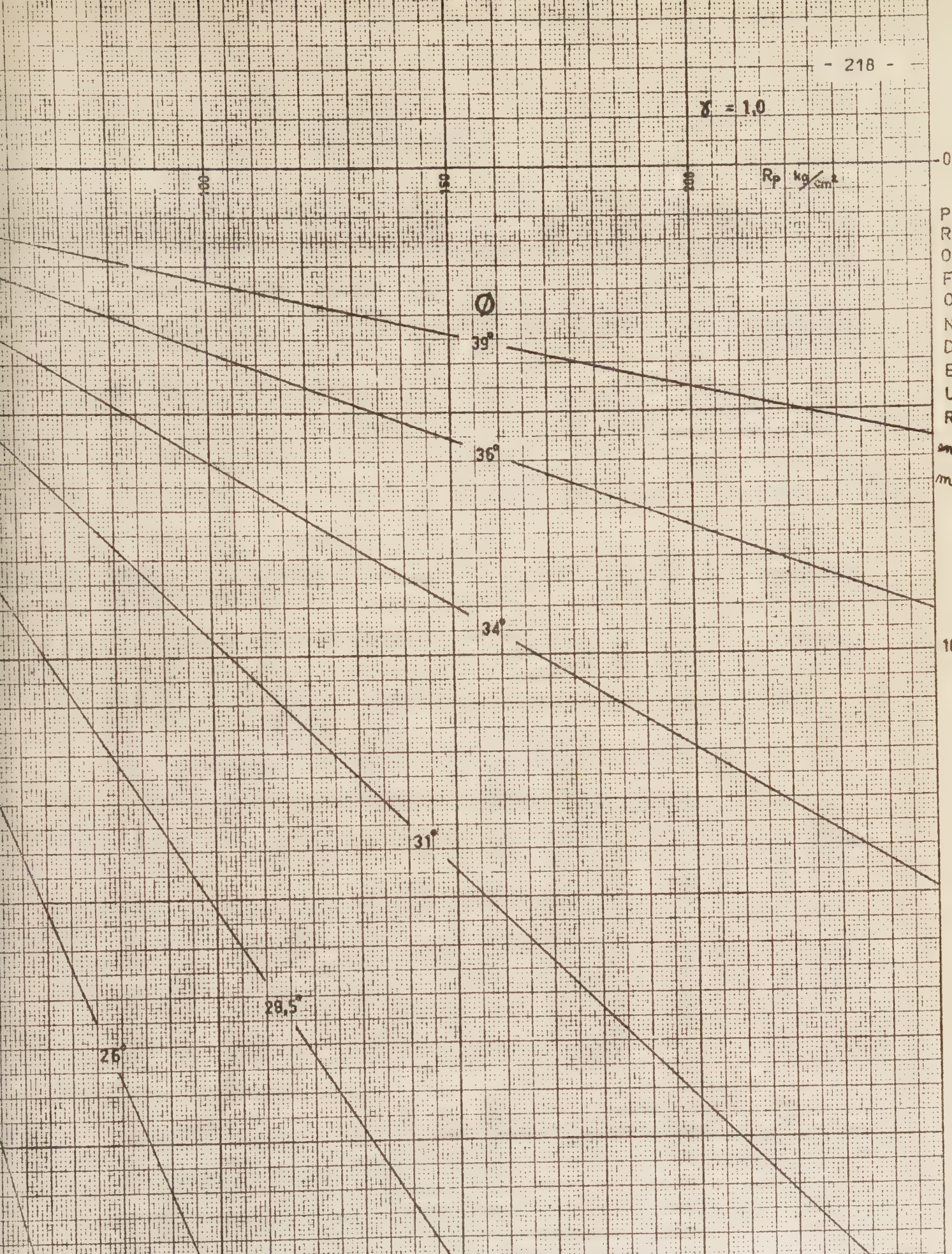
Distance entre les pointes (épaisseur de l'éch.) en ...

Abaque établi pour l'équation 7.6

$$R_p = h(U + W\, b \sin \phi_s) - B\, V + s\, c_s\, W$$

où b, U, V, W et s sont des paramètres constants pour un angle de frottement constant





Le milieu réel (c et Ø) est rattaché au milieu fictif (c_s et $Ø_s$) par les équations :

$$1,5 \text{ tg } Ø_s = \text{tg } Ø$$

$$c_s = 0,7 \text{ c}$$

NOTATION UTILISEE

a	demi-rayon d'une sphère élastique (§ 4.2 et p. 65 exclusivement)
a	paramètre de consolidation secondaire (= $\Delta w/\Delta \ln t$) (p. 82)
a_n	paramètre de consolidation secondaire pour les sols normalement consolidés (NC) (Fig. 5.13 et 5.14)
a_v	coefficient de compressibilité (p. 72)
A	paramètre donnant la pente de la droite de compression NC en diagramme (w, $\ln \sigma$) (p. 77)
A_f	$=\Delta u/\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ coefficient de pression interstitielle à la rupture (p. 125)
A_c	$= I_p/\% < 2\ \mu$ activité (p. 17 et 40)
a_ϕ A_ϕ B_ϕ	fonction de ϕ, équation de compressibilité du pénétromètre statique (Fig. 7.5 et p. 173)
b	coefficient de butée du milieu à frottement ϕ_s, équation de L'HERMINIER (p. 165)
B	largeur de fondation et diamètre de la pointe, pénétromètre statique (Chap. VII exclusivement)
B	paramètre de consolidation donnant w_{sat} sous $\sigma = 1$ kg/cm^2 (p. 77)
B'	valeur arbitraire choisie avant la détermination exacte de B
B_a	paramètre de consolidation donnant w_{sat} sous $\sigma'_a = 1$ kg/cm^2 (essai oedométrique
B_c	teneur en eau de saturation où $c_e = 1$ kg/cm^2
c	valeur de cohésion de l'enveloppe de rupture sur le diagramme de Mohr
c_e	cohésion effective ou cohésion "vraie" de HVORSLEV, portion de la résistance au cisaillement indépendante de σ'_n (p. 104 et 107)
c_r	cohésion résiduelle (faible ou nulle en pratique)
cte	valeur constante
c_s	cohésion du milieu fictif de frottement ϕ_s, pénétromètre statique (p. 166)
c_v	coefficient de consolidation (p. 80)
C_c	$= -\Delta e/\Delta \log_{10}\sigma'_a$ indice de compression
C_d	indice de décompression (ou de gonflement) (p. 77)

CD essai consolidé, drainé

CU essai consolidé, non drainé

CP contre-pression

D distance entre les pointes dans l'essai de compression entre pointes (p. 66)

D courbe dans l'espace (τ, σ', w) représentant l'état de rupture d'essais NC et peu surconsolidés (p. 116)

e indice des vides (= volume des vides/volume des grains solides)

e_{av} foisonnement = ΔV dû à la rupture/V initial (p. 172)

e_f indice des vides de la zone en rupture

exp exponentielle (exp n = e^n)

E module d'élasticité

E_h module d'élasticité horizontal

E_v module d'élasticité vertical

f inclinaison de rupture (p. 108)

f = $(1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)$ (§ 7.4. exclusivement)

F force

F_l frottement latéral, pénétromètre statique

G densité relative des grains solides

h profondeur d'enfoncement du pénétromètre statique

h_c profondeur critique au-dessus de laquelle l'équation du refoulement n'est pas valable (p. 177)

H = $c \cot \phi$

H hauteur de l'éprouvette dans les essais triaxiaux

I_p indice de plasticité = $w_l - w_p$

I_r indice de résistance (=F/D^2), essai de compression entre pointes (p. 59)

k coefficient de perméabilité

K paramètre qui lie la valeur de c_e à σ_e (p. 117)

K	σ_r/σ_a (p. 78)
K_o	coefficient des terres au repos (p. 78)
ln	logarithme naturel ou népérien
L	longueur de l'axe médian des blocs indurés (§ 4.2 exclusivement)
L	= a $\Delta \ln \sigma/\Delta w$ paramètre à peu près constant en consolidation d'éprouvettes du Keuper (p. 84)
L'	abscisse du point de rencontre des enveloppes de rupture maximale et résiduelle (p. 155)
m_v	coefficient de compressibilité volumique (= $- \Delta e/(1+e)\Delta\sigma$) (p. 75)
M	= $3(1-\nu)/4(1-2\nu)$ (Fig. 7.5, p. 180)
M'	ordonnée du point d'intersection des enveloppes de rupture maximale et résiduelle (p. 155)
n, m', n'	paramètres de KONDNER, relation (σ,ε) hyperbolique transformée (p. 120)
N	(valeur de σ sur la courbe d'état critique D) $\div \sigma_e$ (Fig. 6.11)
N_c N_q N_γ	coefficients de capacité portante (sans dimension)
NC	normalement consolidé (OCR = 1,0) - courbe des états normalement consolidés dans le plan (σ',w)
OCR	(overconsolidation ratio) (contrainte maximale subie/contrainte supportée)
p_o	= γh poinds des terres sur-incombantes à une profondeur h
PC	pression ou contrainte de préconsolidation (p. 72)
R	pente de la courbe de déchargement dans les diagrammes de consolidation (w, log σ) (Fig. 5.8 et p. 77)
R'	facteur sans dimension défini sur la figure 6.23a (p.155)
R_p	résistance de pointe, pénétromètre statique (p. 162)
s	fonction de l'angle ϕ_s (Fig. 7.2) équation du refoulement plastique (p. 166 et 177)
S	σ_f'/σ_e au début de l'écoulement plastique (p. 118 et p. 143)
SC	surconsolidé (OCR > 1,0)
S_l	superficie du manchon du pénétromètre statique, pour la mesure du frottement latéral
S_r	degré de saturation

t_{100} temps nécessaire à la dissipation de 100 % de l'excès des pressions interstitielles en consolidation

T_r facteur temps en drainage radial (p. 91)

u pression interstitielle

v vitesse d'enfoncement du pénétromètre statique

V volume

U, V, W fonctions de l'angle ϕ_s (fig. 7.2), équation du refoulement

w teneur en eau, rapport en poids des constituants du système sol-eau = W_w/W_s en pourcentage

w_f teneur en eau de la zone en rupture

w_l limite de liquidité

w_p limite de plasticité

w_{sat} teneur en eau de saturation = e/G

X, Y, Z coordonnées géographiques
Z' position stratigraphique (p. 33 et fig. 3.2, p. 45)

α, β constantes dans l'effet d'échelle (p. 59)

β angle des pentes naturelles

γ poids spécifique du sol

γ' poids spécifique du sol déjaugé

γ_d poids spécifique du sol sec

γ_s poids spécifique des grains solides

Δ accolé à un autre symbole : changement dans la valeur de ...

Δ (delta) = $(\sigma_a - \sigma_r)$ dans les essais triaxiaux de compression (p. 103)

ε déformation (en %) = $\Delta H/H$ dans les essais triaxiaux

λ coefficient de forme, pénétromètre statique

μ_{sa} coefficient de frottement entre le sol et l'acier (p. 78)

σ contrainte (indice a pour axiale, r pour radiale dans les essais *in situ*); indice h pour horizontale et v pour verticale pour l'état de contrainte

σ' contrainte normale effective = $\sigma - u$

σ'_c contrainte normale effective de consolidation avant le cisaillement dans un essai triaxial

σ'_e valeur de σ sur la courbe NC à la teneur en eau de saturation considérée (désignée aussi par p_e)

σ'_f contrainte normale pour l'orientation ($\pi/4 + \phi_e/2$) sur le plan de rupture à la rupture

σ_n contrainte normale sur un plan défini (ex. : sur le plan d'essai dans l'essai de cisaillement direct)

τ contrainte tangentielle (de cisaillement)

τ_f contrainte tangentielle pour l'orientation ($\pi/4 + \phi_e/2$) sur le plan de rupture à la rupture

ϕ angle de l'enveloppe (général) - angle de frottement apparent en contraintes totales

ϕ' angle de l'enveloppe de rupture en contraintes effectives

ϕ_e angle de "frottement vrai" de HVORSLEV (système sol-eau à un état constant) (p. 104 et 107)

ϕ'_N angle de l'"enveloppe vraie" d'essais NC (p. 104)

ϕ'_r angle de l'enveloppe de résistance résiduelle (après une grande déformation) (p. 61 et p. 155)

ϕ_s angle de frottement du milieu fictif pour l'équation de refoulement, pénétromètre statique (p. 164)

ϕ'_t angle de l'enveloppe tracée par la tangente commune à plusieurs cercles de rupture

S Y N O P S I S

This text briefly comments the geological history, mineralogy, stratigraphy and sedimentation of mudstones and marls from the Keuper Marl series of the eastern part of France. Geotechnical studies in England and also in France point out particular problems related to the overconsolidated structure of this material of Triassic age. A wide scatter in observed in the test results between the high values of strength of the unweathered soils and the low values of the softened zones. No simple relation to depth can be established.

A classification modified from the scheme proposed by the British research workers, shows that index properties and clay-sized proportion change with the alteration zones, as a result of silt-sized aggregation of clay minerals.

Simple unexpensive tests allow quick quantitative evaluation of the unweathered material. Point load test and direct shear test on preformed failure planes give a measure of cohesion and ultimate friction angle. Short term weathering of marls appears closely related to the degree of saturation of the specimen before rewetting.

One-dimensional and three-dimensional compression tests of intact and remoulded states are compared and the computed values of permeability from those tests are discussed. Rates of secondary compression are related of the alteration zones and overconsolidation ratio.

Theoretical and experimental evidences lead the author to develop a graphical method of obtaining the strength parameters from stress paths in a three-dimensional (shear stress, normal stress, water content) space. Most of the scatter resulting from various swells during

alteration, sampling and testing, is thus taken into account. The shape of the undrained compression stress paths correlates with the elastic parameters measured. HVORSLEV strength components of Keuper clays and marls are compared with published data for other soils.

Measurements of strength parameters by the static cone penetrometer in the weathered profile over Keuper Marl, are evaluated and compared with results obtained on a small-scale laboratory apparatus. The system was designed with a confinement cell (15 x 15 cm) which permitted to simulate the overburden pressure, up to 4 kg/sq cm.

Finally, a regional study of 440 natural slopes shows a slight correlation with geology and index properties. Equilibrium conditions of natural slopes seem to be closer to the "critical state" strength envelope than to the residual angle.

NOM DE L'ETUDIANT : DURAND Marc

Nature de la thèse : DOCTEUR INGENIEUR

Vu, Approuvé

et permis d'imprimer

NANCY, le 23 Juin 1972

Le Président du Conseil de l'Université de NANCY I

J.R. HELLUY